

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**  
**U.O. INFRASTRUTTURE SUD**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale**

**NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA**

**FA04A - Fabbricato PGEP Imbocco Galleria lato Matera**

Relazione di calcolo strutturale

SCALA:

-

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

IA5F 01 D 78 CL FA04A0 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	L. Sbrenna	LUGLIO 2019	R. Oscurato	LUGLIO 2019	F.GERNONE <i>F. Gernone</i>	LUGLIO 2019	D.TIBERTI LUGLIO 2019 ITAFERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Italiane Direzione Sud UO Infrastrutture Sud Prof. Ing. Domenico Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 18978

## Indice

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>SCOPO DEL DOCUMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
<b>3.1</b>	<b>DOCUMENTI REFERENZIATI.....</b>	<b>6</b>
<b>3.2</b>	<b>DOCUMENTI CORRELATI.....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>7</b>
<b>4.1</b>	<b>CEMENTO ARMATO.....</b>	<b>7</b>
<b>4.1.1</b>	<b>CALCESTRUZZO.....</b>	<b>7</b>
<b>4.1.2</b>	<b>ACCIAIO D'ARMATURA IN BARRE TONDE AD ADERENZA MIGLIORATA .....</b>	<b>8</b>
<b>4.1.3</b>	<b>COPRIFERRO .....</b>	<b>9</b>
<b>5</b>	<b>TERRENO DI FONDAZIONE.....</b>	<b>10</b>
<b>6</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>10</b>
<b>6.1</b>	<b>PESO PROPRIO STRUTTURE .....</b>	<b>10</b>
<b>6.1.1</b>	<b>SOLAIO DI COPERTURA.....</b>	<b>10</b>
<b>6.1.2</b>	<b>STRUTTURA PRINCIPALE IN C.A.....</b>	<b>11</b>
<b>6.2</b>	<b>CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI.....</b>	<b>11</b>
<b>6.3</b>	<b>SOVRACCARICO ACCIDENTALE .....</b>	<b>12</b>
<b>6.4</b>	<b>AZIONE DELLA NEVE .....</b>	<b>12</b>
<b>6.5</b>	<b>AZIONE DEL VENTO .....</b>	<b>12</b>
<b>6.6</b>	<b>VARIAZIONI TERMICHE .....</b>	<b>15</b>
<b>6.7</b>	<b>EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI .....</b>	<b>15</b>

<b>6.8 AZIONE SISMICA .....</b>	<b>16</b>
<b>7 MODELLO STRUTTURALE E COMBINAZIONI DI CARICO.....</b>	<b>20</b>
<b>7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI SUL MODELLO DI CALCOLO .....</b>	<b>20</b>
<b>7.2 COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....</b>	<b>25</b>
<b>8 VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>27</b>
<b>8.1 SOLAIO DI COPERTURA .....</b>	<b>27</b>
<b>8.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI.....</b>	<b>33</b>
<b>8.3 TRAVI DI BORDO 30X40 .....</b>	<b>34</b>
<b>8.3.1 VERIFICA A FLESSIONE .....</b>	<b>36</b>
<b>8.3.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE .....</b>	<b>41</b>
<b>8.3.3 VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA .....</b>	<b>44</b>
<b>8.4 TRAVI 30X50 .....</b>	<b>46</b>
<b>8.4.1 VERIFICA A FLESSIONE .....</b>	<b>48</b>
<b>8.4.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE .....</b>	<b>52</b>
<b>8.4.3 VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA .....</b>	<b>54</b>
<b>8.5 TRAVE 20X50 .....</b>	<b>56</b>
<b>8.5.1 VERIFICA A FLESSIONE .....</b>	<b>56</b>
<b>8.5.2 VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE .....</b>	<b>59</b>
<b>8.5.3 VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA .....</b>	<b>61</b>
<b>8.6 PILASTRI (30X60) .....</b>	<b>63</b>
<b>8.6.1 VERIFICA A FLESSIONE .....</b>	<b>64</b>
<b>8.6.2 VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA .....</b>	<b>70</b>
<b>8.7 PILASTRI (30X60) .....</b>	<b>73</b>

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL FA04A0 001	DOCUMENTO	REV. A	FOGLIO 4 DI 96

<b>8.7.1</b>	<b>VERIFICA A FLESSIONE .....</b>	<b>74</b>
<b>8.7.2</b>	<b>VERIFICA LIMITAZIONI ARMATURA .....</b>	<b>80</b>
<b>8.8</b>	<b>VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO).....</b>	<b>83</b>
<b>9</b>	<b>FONDAZIONI .....</b>	<b>84</b>
<b>9.1</b>	<b>PLATEA DI FONDAZIONE .....</b>	<b>84</b>
<b>9.1.1</b>	<b>VERIFICA A FLESSIONE .....</b>	<b>87</b>
<b>9.1.2</b>	<b>VERIFICA A TAGLIO .....</b>	<b>90</b>
<b>9.2</b>	<b>VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE .....</b>	<b>91</b>
<b>10</b>	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>96</b>

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale				
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA				
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL FA04A0 001	DOCUMENTO REV. A	FOGLIO 5 DI 96

## 1 PREMESSA

Il presente documento è emesso nell'ambito dello sviluppo della Progettazione Definitiva della nuova linea Ferrandina-Matera La Martella, la cui attivazione consente il collegamento della città di Matera alla rete ferroviaria nazionale, in particolare con Salerno, per l'accesso al sistema AV/AC, e con Taranto, attraverso la linea Battipaglia-Potenza-Metaponto-Taranto.

Allo scopo di ospitare le tecnologie di linea verranno realizzati i fabbricati riportati nella seguente tabella.

WBS	km	Descrizione	Locali	B (m)	L (m)
FA02 A	2+380	PIAZZALE EMERGENZA LATO FERRANDINA	FABBRICATO PGEP	35,95	6,40
FA02 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA02 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00
FA03 A	-	PIAZZALE FINESTRA INTERMEDIA	FABBRICATO PGEP	22,55	6,40
FA03 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA04 A	9+069,33	PIAZZALE EMERGENZA LATO LA MARTELLA	FABBRICATO PGEP	27,40	6,40
FA04 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA04 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00
FA05 A	10+621,50	POSTO DI MOVIMENTO SAN GIULIANO	FABBRICATO IS1	34,60	7,60
FA05 B			FABBRICATO E1	8,40	6,40
FA07 A	-	FABBRICATI TECNOLOGICI STAZIONE FERRANDINA	FABBRICATO IS2	30,40	7,60
FA07 B			FABBRICATO E2	19,60	8,00
FA07 C			LOCALE POMPE E VASCA	10,60	7,00

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento è quello di calcolare e verificare la strutture in elevazione e in fondazione del "Fabbricato PGEP - FA04A" da prevedere nell'ambito delle opere del piazzale di emergenza all'imbocco della Galleria Miglionico (Lato Matera).

Si attribuisce una vita nominale  $V_N = 50$  anni e la classe d'uso II con coefficiente d'uso  $C_u = 1.00$ , in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 21/01/2019, n.7
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili – RFIDTCSIPSMAIFS001C

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $V_R = C_u \times V_N = 50,0$  anni.

La struttura in pianta del fabbricato ha forma rettangolare avente le seguenti dimensioni 27.40 m x 6.40 m, comprensiva del rivestimento realizzato in muratura con blocchi architettonici facciavista. Il sistema strutturale è caratterizzato da un telaio spaziale monolivello avente copertura piana costituito da una campata in direzione trasversale di luce 5.40 m circa mentre, parallelamente al lato lungo, è suddiviso in 6 campate di luce massima pari a 5.35 m.

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 24 cm e comprende 4 cm di prédalles, 16 cm di nervature e 4 cm di caldana superiore. Le lastre in c.a. 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 ad interasse che vanno da 3.55 m a 5.65 m. I pilastri hanno dimensione in pianta di 30x60 cm, le travi perimetrali (longitudinali e trasversali) hanno dimensioni 30x40 cm, le travi

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>FA04A - Relazione di calcolo strutturale</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FA04A0 001	REV. A	FOGLIO 6 DI 96

trasversali interne sono 30x50. Il sistema di fondazione è realizzato in opera mediante una platea di fondazione di spessore di 40 cm. Il rivestimento esterno è ottenuto mediante muratura in blocchi architettonici in muratura facciavista.

### 3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

#### 3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché ai manuali di progettazione societari.

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

- Rif. [1] - Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 17/01/2018
- Rif. [2] - Circolare n. 7 del 21 febbraio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Rif. [3] - Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 . Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Rif. [4] - Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21/10/2003;
- Rif. [5] - Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Rif. [6] - UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- Rif. [7] - UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- Rif. [8] - UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.
- Rif. [9] 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
- Rif. [10] Manuale di progettazione OO.CC. - RFIDTCSIPSMAIFS001C

#### 3.2 DOCUMENTI CORRELATI

I documenti correlati sono:

Rif. [11] FA04A-Carpenteria fondazione, solaio di copertura e pilastri

IA5F 01 D 78 BB FA 0 4 A0 001A

## 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	C32/40	C32/40	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> )	40	40	30
f <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	33	33	25
f <sub>cm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	41	41	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> )	18,81	18,81	14,17
f <sub>ctm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	3,10	3,10	2,56
f <sub>ctk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	4,03	4,03	1,79
f <sub>ctd</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	1,40	1,40	1,19
f <sub>cfm</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	3,72	3,72	3,07
f <sub>cfk</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	2,17	2,17	2,15
E <sub>c</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	33642	33642	31476

Dove:

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

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

f<sub>cm</sub> = f<sub>ck</sub> + 8 (N/mm<sup>2</sup>) = Resistenza cilindrica media a compressione

α<sub>cc</sub> = Coefficiente per effetti a lungo termine e sfavorevoli: α<sub>cc</sub> (t > 28gg) = 0.85

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FA04A0 001	REV. A	FOGLIO 8 DI 96

$\gamma_c = 1.5$ ; 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%.  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$  = Resistenza di calcolo a compressione

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

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

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

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

$f_{ctfk} = 0.7 \cdot f_{ctfm}$  = Resistenza cilindrica caratteristica a trazione

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

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

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

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

dove:

$\gamma_s = 1.15$  = 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:

$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$  = 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 21.01.2019, n. 7 C.S.LL.PP, 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	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
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.

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FA04A0 001	REV. A	FOGLIO 10 DI 96

## 5 TERRENO DI FONDAZIONE

Il terreno costituente il piano di posa degli edifici presenti nel piazzale è U1c, le cui caratteristiche fisiche e meccaniche, in accordo con quanto riportato nelle relazione geotecnica, sono riepilogate in tabella.

Unità	da [m]	a [m]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	c' [kPa]
U1c	p.c.	-	18.5	30	15.0

Per ogni riferimento si rimanda all'elaborato specialistico : Relazione Geotecnica Generale – IA5F01D78RHGE0005001A.

## 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, le azioni esterne, quali vento e neve, sono state valutate considerando la località di Matera.

### 6.1 PESO PROPRIO STRUTTURE

#### 6.1.1 Solaio di copertura

E' realizzato con lastre predalles in cemento armato di altezza 24 cm alleggerite con polistirene espanso.

Solaio in lastre Predalles

(H =4+16+4=24cm) lastra larga 1,20 m.

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

Nervatura centrale (h=16 cm, s=14 cm) 25x0,16x0,14= 0,56 kN;

Nervature laterali (h=16 cm, s=12 cm) 2x25x0,16x0,12= 0,96 kN;

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

Alleggerimento in polistirene espanso (h=16 cm, s=40 cm) 2x0,15x0,4x0,16=0,0192 kN.

Peso totale di una lastra larga 1,20 m: G=1,2+0,56+0,96+1,2+0,019 = 3,94 kN

Peso totale a metro quadrato = 3,94/1,20 =3,28 kN/m<sup>2</sup>

### 6.1.2 Struttura principale in c.a.

Il peso proprio delle travi e dei pilastri, 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 muratura armata in blocchi architettonici facciavista, costituiti da blocchi semipieni in cls vibrocompresso e alleggerito (sp.30cm) + isolante esterno in polistirene (sp. 6 cm) + camera di ventilazione (sp 5 cm) + mattoni blocchi architettonici facciavista sp 7,5 cm, il cui peso è pari a **3,60 kN/m<sup>2</sup>**.

Il peso per unità di superficie moltiplicato per l'altezza totale del singolo pannello h=3,60 m, trascurando le eventuali aperture, è pari a **13 kN/m**, che è il peso a metro lineare della tamponatura da applicare alla platea di fondazione.

- 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	kN/m <sup>2</sup>
Intonaco intradosso	0,30	kN/m <sup>2</sup>
Incidenza impianti	0,30	kN/m <sup>2</sup>
Controsoffitto	0,10	kN/m <sup>2</sup>
<b>Totale carico:</b>	<b>2.60</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Incidenza muretti perimetrali e scala su travi di bordo 2,00 kN/m

- Carichi permanenti non strutturali agenti in fondazione

Generatore Elettrico su area 1,60 x 3,70	43,00	kN
<b>Totale carico:</b>	<b>43.00</b>	<b>kN</b>

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FA04A0 001	REV. A	FOGLIO 12 DI 96

## 6.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Il sovraccarico assunto per la copertura è pari a 0,50 kN/m<sup>2</sup>.

## 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:

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

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 I - Mediterranea, con altezza sul livello del mare pari a 550 m:

$$q_{sk} = 1.17 \text{ kN/m}^2$$

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, 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 - NTC2018).

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 14 Gennaio 2008):

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:

$$q_s = 0.8 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.17 = \mathbf{0.95 \text{ kN/m}^2}.$$

## 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 4, con altezza sul livello del mare pari a 550 m.

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

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FA04A0 001	REV. A	FOGLIO 13 DI 96

- $q_b$  - 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:

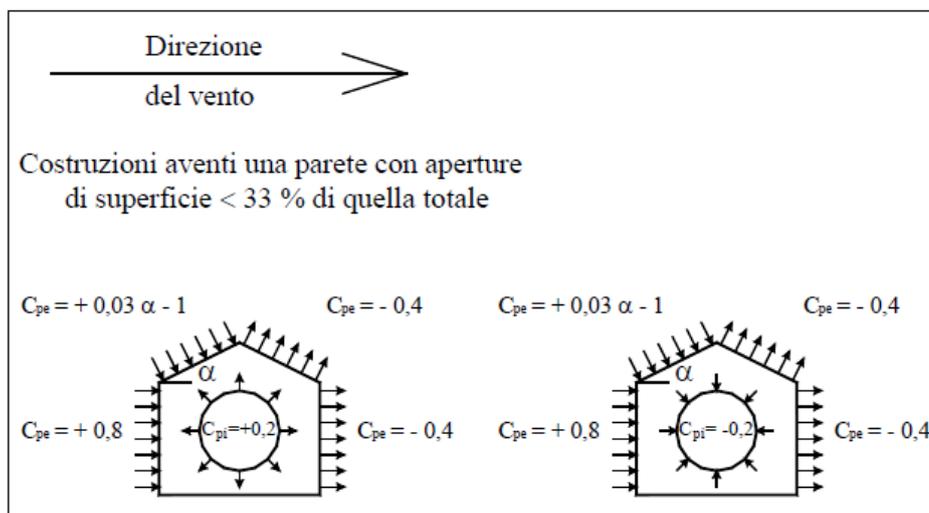
Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per il caso in esame considerando zona 4, classe di rugosità del terreno D e categoria d'esposizione del sito II, il coefficiente di esposizione, per un'altezza massima del fabbricato di 4.70 m, risulta pari ad 1.90.

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  $c_{pi} = \pm 0,2$ .

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

<b>Azione Normale Vento</b>		
Zona	4	
$a_s$	550	m
$a_0$	500	m
$v_{b,0}$	28	m/s
$K_a$	0.02	1/s
$v_b(T_R)$	34.29	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)	4.00	m
$C_d$	1	
$c_e(z)$	1.80	
$\alpha$ (Inclinazione copertura)	0	°
$c_{p1}$ (Copertura)	- 0.20	
$c_{p2}$ (Elementi Verticali - Sopravento)	+ 0.80	
$c_{p3}$ (Elementi Verticali - Sottovento)	- 0.40	
$p_1$ (Pressione vento in copertura)	<b>-0,35</b>	kN/m <sup>2</sup>

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FA04A0 001	REV. A	FOGLIO 15 DI 96

$p_2$ (Pressione vento elementi verticali - Sopravento)	<b>+ 1,05</b>	kN/m <sup>2</sup>
$p_3$ (Pressione vento elementi verticali - Sottovento)	<b>- 0,35</b>	kN/m <sup>2</sup>

## 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	$\pm 15$ °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10$ °C
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25$ °C
Strutture in acciaio protette	$\pm 15$ °C

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

## 6.7 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI CONVOGLI

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione si considera l'effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano 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:

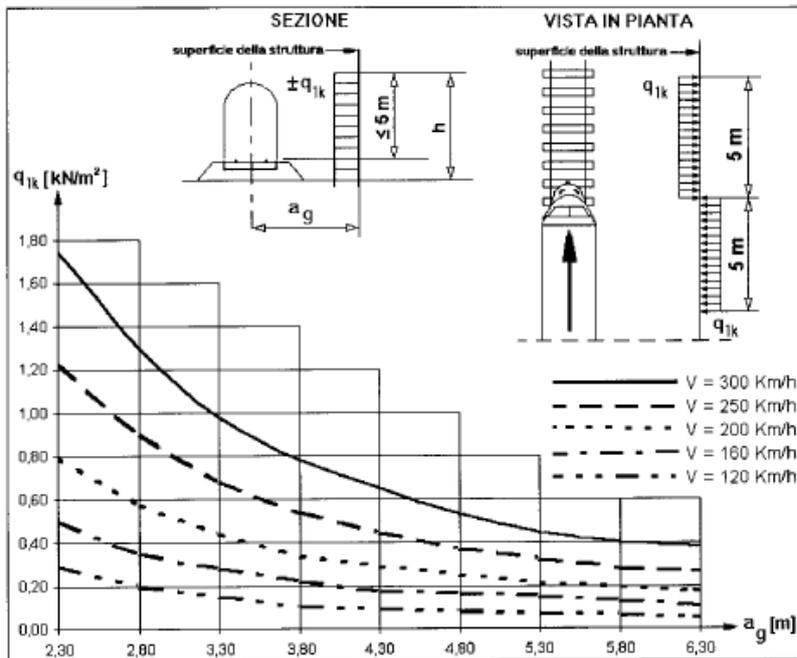
- Superfici verticali parallele al binario (5.2.2.7.1 – NTC2018):

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 tale valore di  $a_g$  corrisponde il seguente valore dell'azione  $q_{1k}$  prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata secondo quanto riportato nella figura successiva in base alla velocità  $V = 300$  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  $V_N = 50$  anni e la classe d'uso II con coefficiente d'uso  $C_u=1,0$ , in conformità ai seguenti riferimenti normativi:

- DM 17/01/2018 par. 2.4;
- Circ. 21/01/2019, n. 617 par. C2.4.1 e C2.4.2;
- Decreto 21/10/2003 P.C.M. Dipartimento della Prot. Civile (all.1);
- Manuale di Progettazione delle Opere Civili – RFIDTCSIPSMAIFS001C

Il periodo di riferimento da considerare per il calcolo dell'azione sismica sarà quindi  $V_R = C_u \times V_N = 50,0$  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:

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	17 DI 96

- $a_g$  – 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 – NTC2018), 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 – NTC2018).

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 – NTC2018:

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

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

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

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

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 7.2.1 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 - NTC2018  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di comportamento.

Il valore del fattore di comportamento  $q$  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 comportamento

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

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FA04A0 001	REV. A	FOGLIO 18 DI 96

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 – NTC2018 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" B").

Pertanto, in base alla tabella 7.4.I 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 2018, si assume:

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$$

Tuttavia la costruzione risulta NON REGOLARE IN PIANTA in quanto NON soddisfa il requisito b) riportato nel paragrafo 7.2.2 delle NTC 2018.

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

Pertanto il fattore di comportamento 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 2019:

Stato limite	Descrizione della prestazione	Riferimento norme D.M.17/01/2018	$\eta$
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali (spostamenti di interpiano)	§7.3.7.2	1
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§7.3.7.1	2/3
SLV	Resistenza delle strutture	§7.3.6.1	1/q
	Duttilità delle strutture	§7.3.6.2	
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§7.3.6.3	

Gli spettri di risposta di progetto agli stati limite SLD, SLV e SLO sono stati determinati facendo riferimento alle condizioni più gravose della tratta in progetto. Pertanto sono stati assunti i seguenti parametri sismici:

ag/g	cat	F0	Tc*	Ss
0,158	C	2,48	0,332	1,47

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

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>FA04A - Relazione di calcolo strutturale</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL FA04A0 001	DOCUMENTO	REV. A	FOGLIO 19 DI 96

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.

## 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 una platea.

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 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.

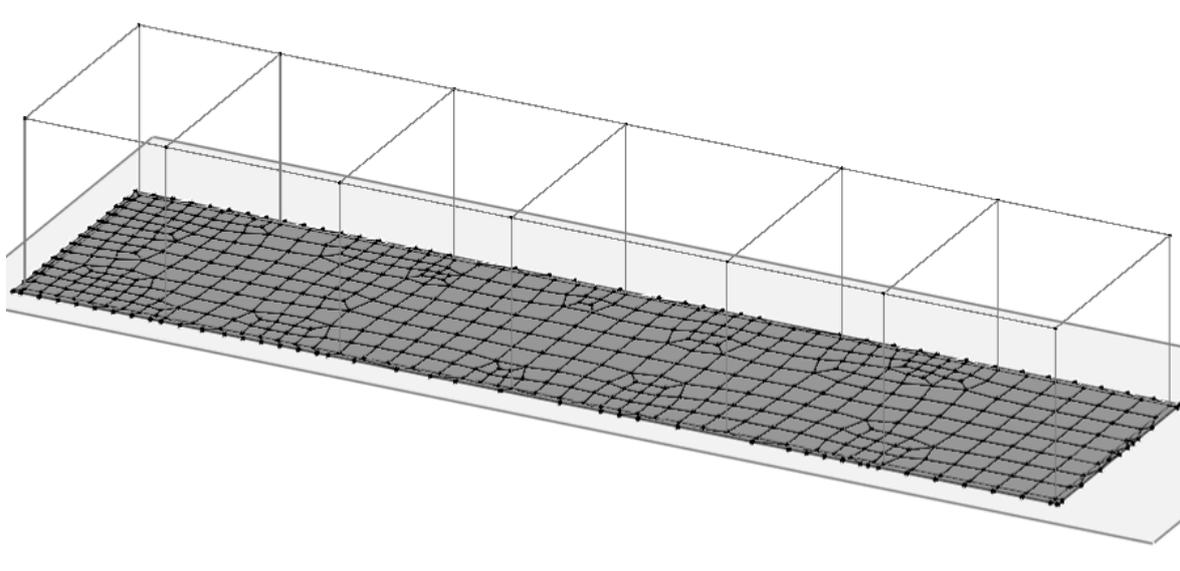
Ciascuna asta è stata posizionata in corrispondenza dell'asse baricentrico degli elementi strutturali. L'interazione tra terreno e struttura è stata studiata ipotizzando un comportamento elastico del terreno.

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 e con il 30% dei carichi di esercizio.

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.



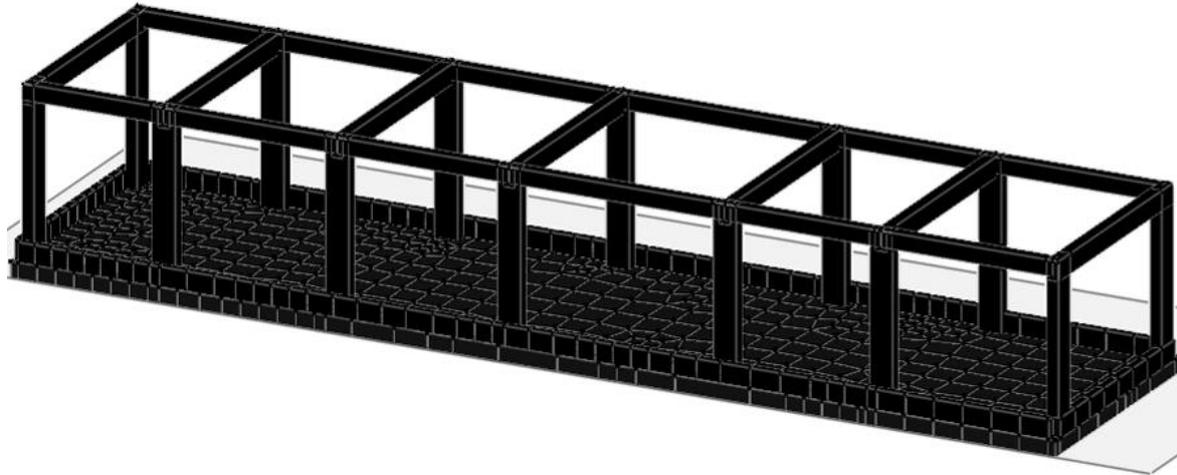


Figura 7.1-1 - Vista estrusa del modello.

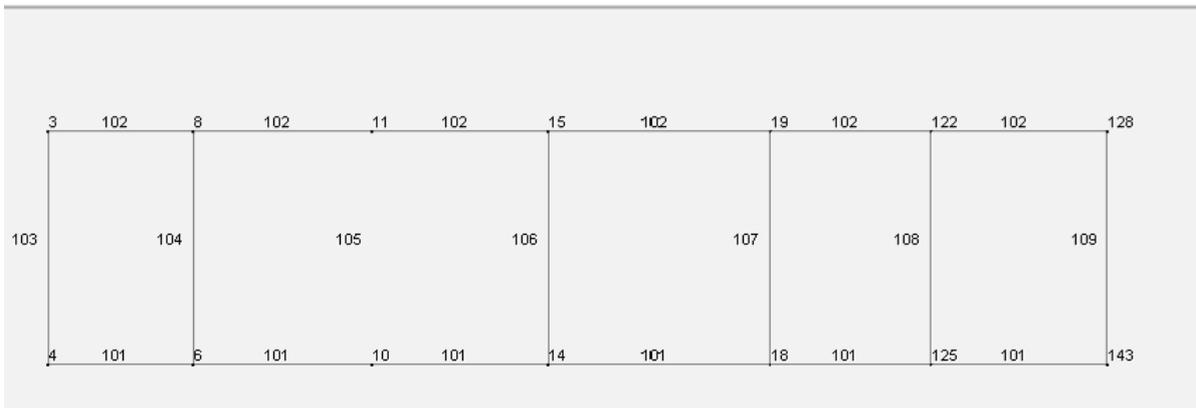
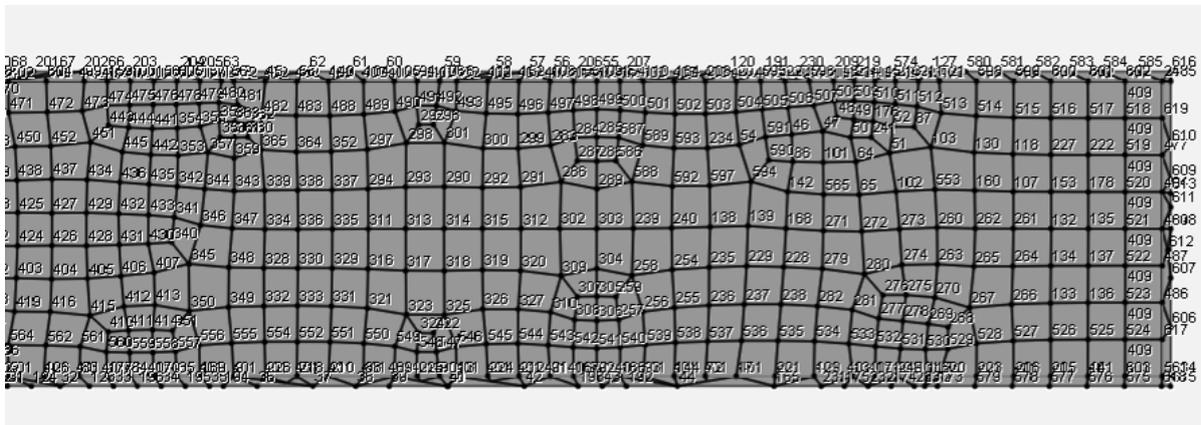


Figura 7.1-2 Numerazione frames e nodi piano copertura.



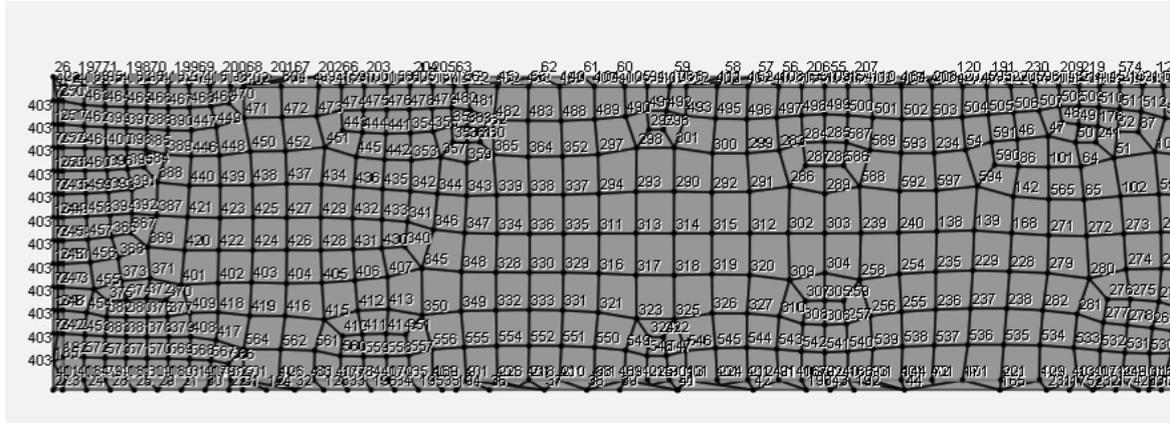


Figura 7.1-3 Modello di calcolo – numerazione frames e nodi piano fondazioni.

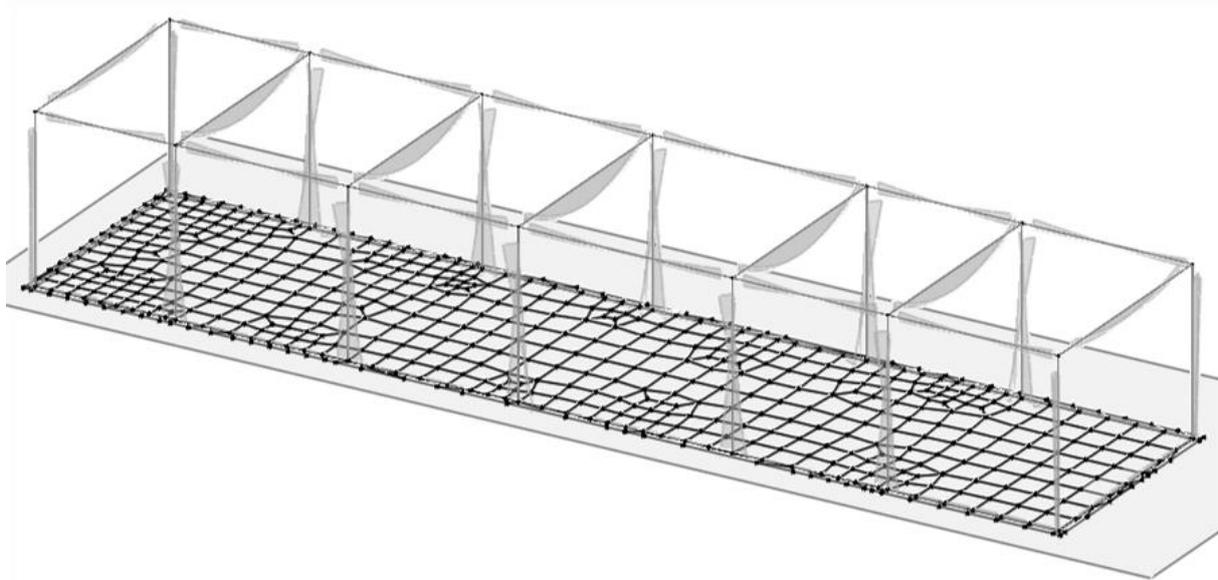


Figura 7.1-4 Diagramma dei momenti M3 – COMB\_INV\_SLV.

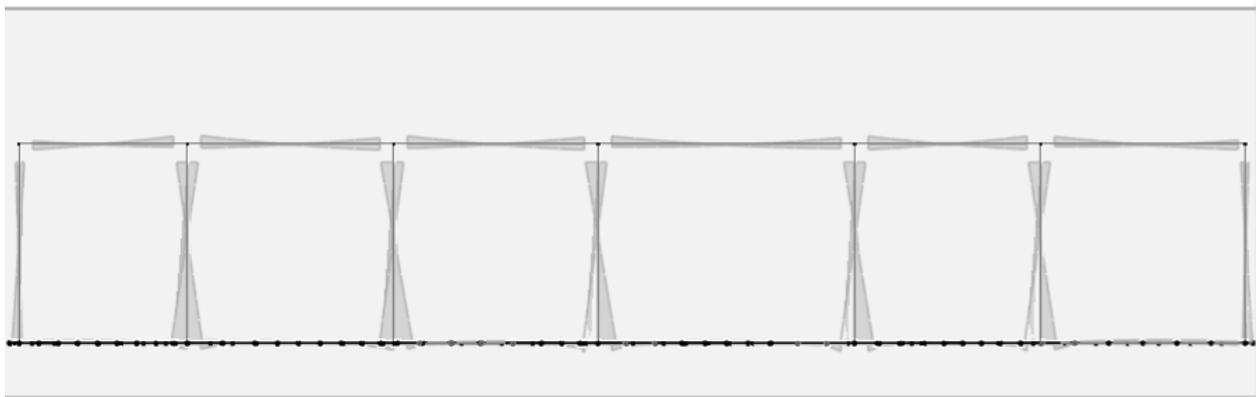


Figura 7.1-5 Diagramma dei momenti M3 - COMB\_INV\_SLV – Telaio di bordo.

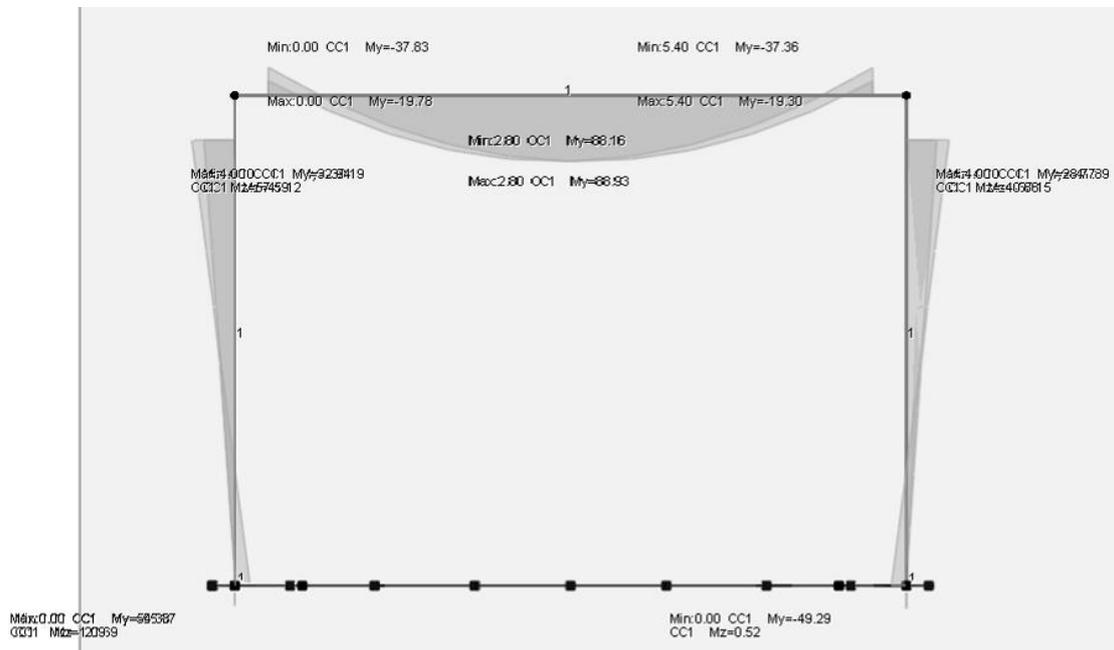


Figura 7.1-6 Diagramma dei momenti M3 - COMB\_INV\_SLV – Telaio interno

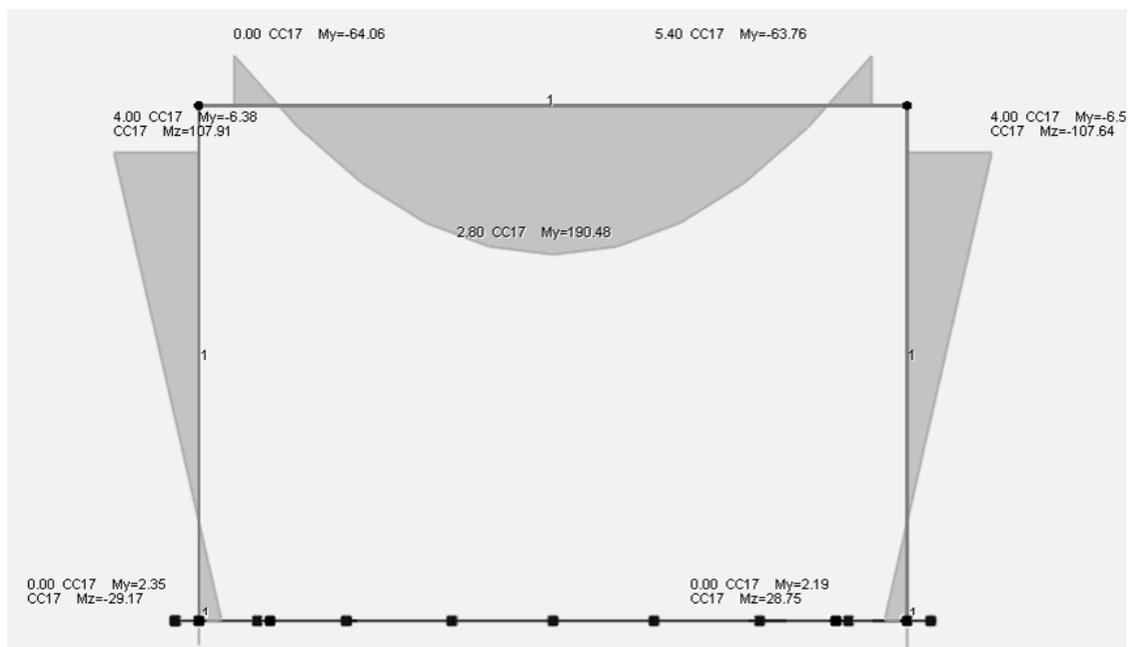


Figura 7.1-7 Diagramma dei momenti M3 - COMB\_INV\_SLU – Telaio interno

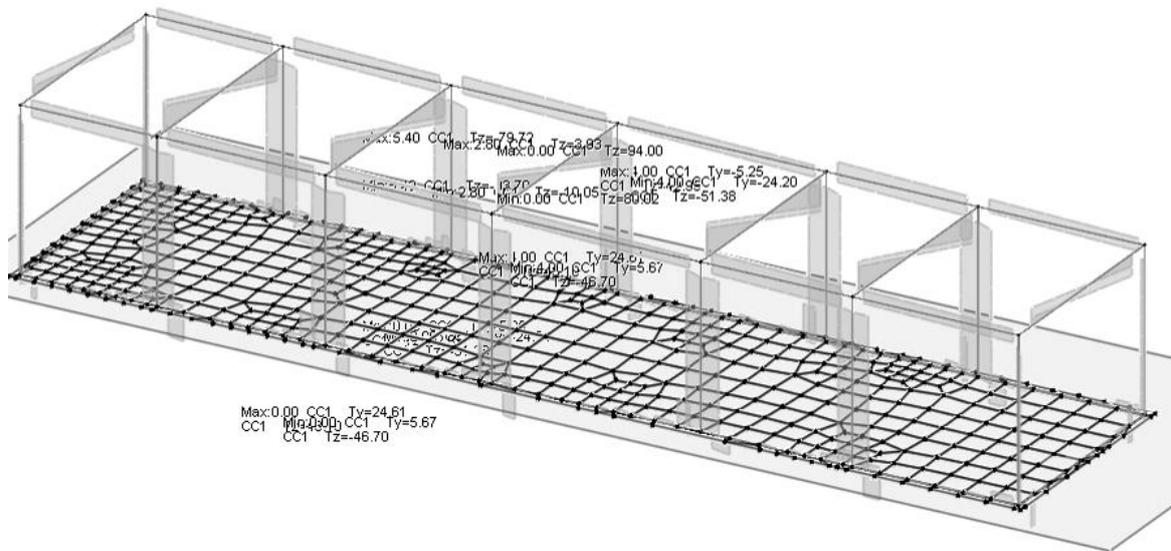


Figura 7.1-8 Diagramma del taglio V2 – COMB\_INV\_SLV

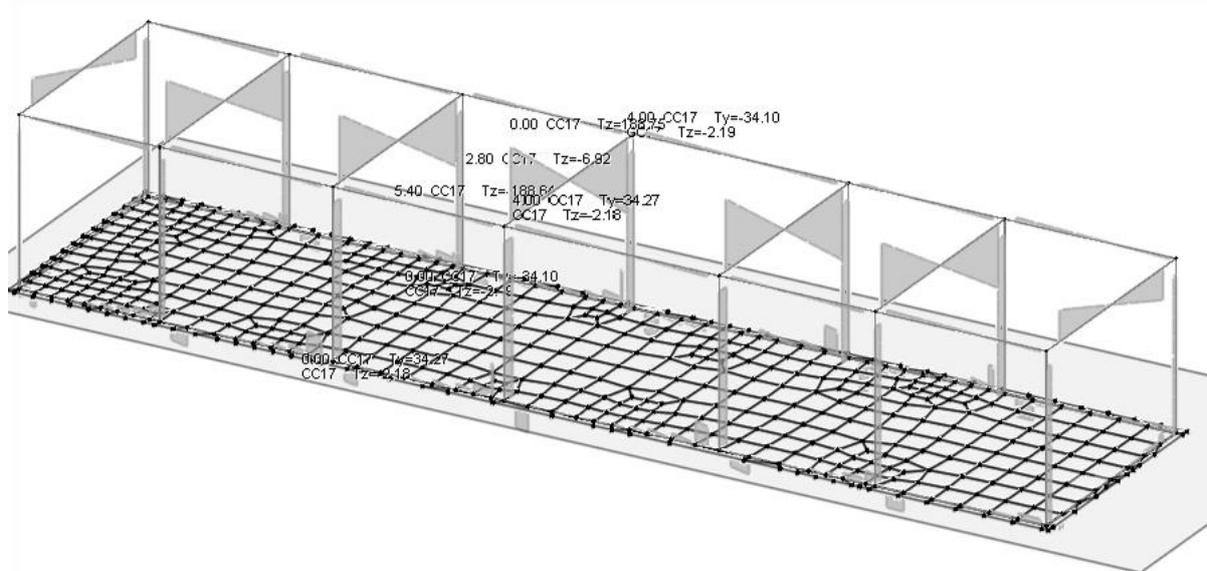


Figura 7.1-9 Diagramma del taglio V2 – COMB\_INV\_SLU

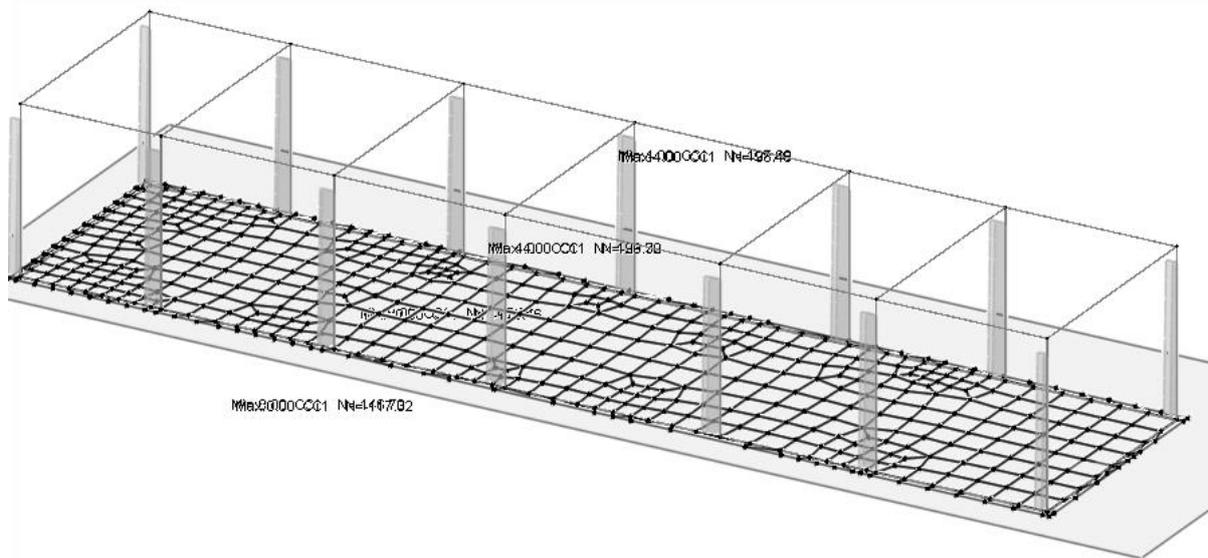


Figura 7.1-10 Diagramma dello sforzo assiale P – COMB\_INV\_SLU.

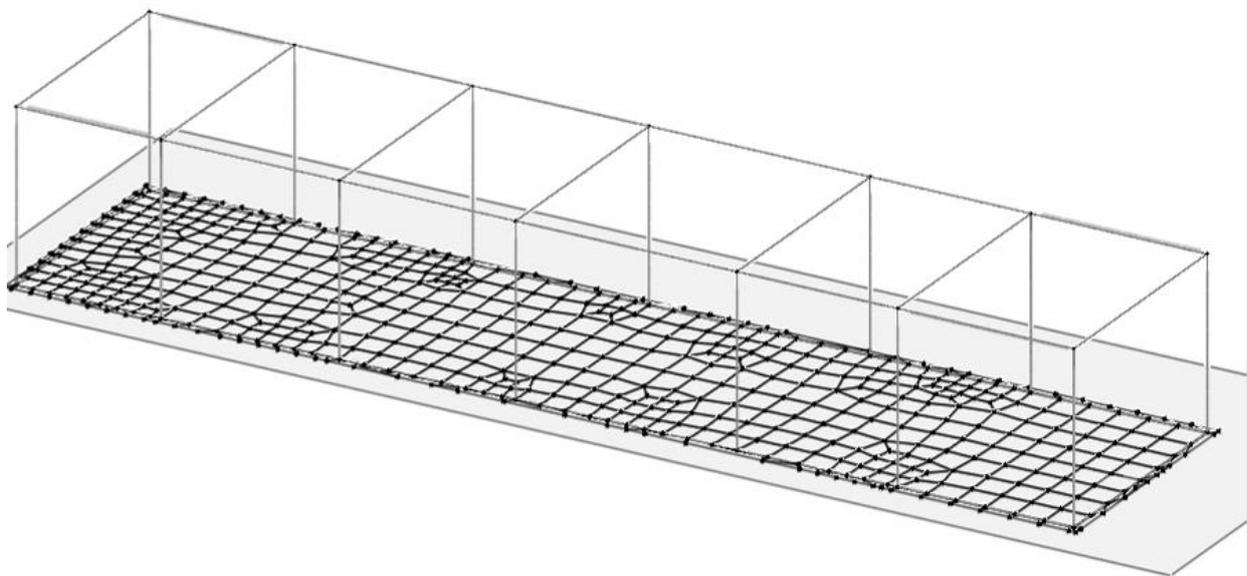


Figura 7.1-11 Diagramma della torsione T– COMB\_INV\_SLU.

## 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 – Circolare2019. 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 SLV – SND – SLO:

CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Mt	±S X	±S Y
1	Amb. 1 (SLU S) S M	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLU S) S M	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	-0.30
4	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLU S) S M	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	1.00
6	Amb. 1 (SLE) S Mt+	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	1.00
7	Amb. 1 (SLU S) S M	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30	1.00
8	Amb. 1 (SLE) S Mt-	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	-0.30	1.00
9	Amb. 1 (SLU S) S -	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	0.30
10	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	0.30
11	Amb. 1 (SLU S) S -	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	-0.30
12	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	1.00	-0.30
13	Amb. 1 (SLU S) S -	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.30	1.00
14	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	0.30	1.00
15	Amb. 1 (SLU S) S -	SLV+SND	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	-0.30	1.00
16	Amb. 1 (SLE) S -Mt	SLD	L		1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	-1.00	-0.30	1.00

- Combinazioni di carico allo SLU:

17	Amb. 2 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
18	Amb. 2 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
19	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
20	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
21	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
22	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
23	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
24	Amb. 3 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
25	Amb. 3 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
26	Amb. 3 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.90	0.00	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
27	Amb. 3 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.90	0.00	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00
28	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
29	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
30	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
31	Amb. 3 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00
32	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00
33	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.20	1.00	0.00	0.00	0.00
34	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
35	Amb. 3 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
36	Amb. 3 (SLE Q)	SLE Q	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
37	Amb. 4 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
38	Amb. 4 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
39	Amb. 4 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
40	Amb. 4 (SLU)	SLU	L	1.30	1.30	1.50	0.00	1.50	0.00	0.90	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
41	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
42	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
43	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
44	Amb. 4 (SLE R)	SLE R	L	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
45	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
46	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
47	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
48	Amb. 4 (SLE F)	SLE F	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
49	Amb. 4 (SLE Q)	SLE Q	L	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00

## 8 VERIFICHE STRUTTURALI

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

### 8.1 SOLAIO DI COPERTURA

Il solaio si considera, a vantaggio di sicurezza, come una trave semplicemente appoggiata, con campata di luce pari a  $L = 5.35$  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, il carico della neve, il carico del vento ed 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.

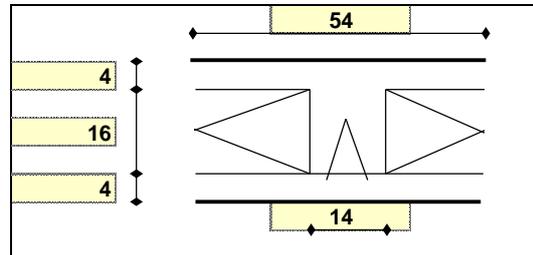
Verifica di SLU a flessione

**Geometria**

Misure in centimetri

**Tipo di solaio**

Con blocchi in POLISTIROLO



**Controllo limiti geometrici**

Luce massima consigliata (snellezza 25) (m)  
 Larghezza dei blocchi calcolata (cm)  
 Larghezza max dei blocchi in laterizio (cm)  
 Larghezza min. nervature per blocchi in laterizio (cm)  
 Interasse max nervature per blocchi in laterizio (cm)

L max	5,35
Largh.	40
Largh.	
b min	
i max	

**Luci e carichi**

Luci (m)  
 Peso proprio solaio calcolato (daN/mq.)  
 Peso proprio solaio adottato (daN/mq.)  
 Sovr. perm. compiutamente definiti (daN/mq.)  
 Sovr. perm. non-compiutamente definiti (daN/mq.)  
 Sovr. variabili (daN/mq.)  
 Carichi totali (daN/m)

L	5,35
p.p. calc	335
p.p.	335
g1	40
g2	260
q	284
tot	919

**Momento d'incastro negativo alle due estremità**

x sx	36	36	x dx
Mg1 sx	-161	-161	Mg1 dx
Mg2 sx	-112	-112	Mg2 dx
Mq sx	-122	-122	Mq dx
Mtot sx	-395	-395	Mtot dx

**Categoria del carico variabile**

Cat. H Coperture	$\psi_0$	0,0
	$\psi_1$	0,0
	$\psi_2$	0,0

<b>1: COMBINAZIONE ULTIMA</b>		
Momenti Max -	-560	-560
Momenti Max +	1959	
Tagli dx Max	1883	
Tagli sx Max		1883
Reazioni Max	1883	1883
Reazioni Max per fascia di un metro	3487	3487
<b>2: COMBINAZIONE RARA</b>		
Momenti Max -	-395	-395
Momenti Max +	1381	
Tagli dx Max	1327	
Tagli sx Max		1327
Reazioni Max	1327	1327
Reazioni Max per fascia di un metro	2458	2458
<b>3: COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>		
Momenti Max -	-273	-273
Momenti Max +	954	
Tagli dx Max	917	
Tagli sx Max		917
Reazioni Max	917	917
Reazioni Max per fascia di un metro	1699	1699
<b>4: COMBINAZIONE FREQUENTE</b>		
Momenti Max -	-273	-273
Momenti Max +	954	
Tagli dx Max	917	
Tagli sx Max		917
Reazioni Max	917	917
Reazioni Max per fascia di un metro	1699	1699

**Materiali**

Calcestruzzo

Classe C32/40

Acciaio

Tipo B450C

**Dati geometrici**

Diametro delle barre longitudinali superiori (mm)

φ 12 12

Diametro delle barre longitudinali inferiori (mm)

φ 14 14

Armatura appoggi		$\phi$	$n.$	$n.$	$c$
		-	-	-	2,0
sup.		$\phi 12$	1	1	2,0
inf.		$\phi 14$	1	1	2,0
		-	-	-	2,0
<b>1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA</b>					
Momento sollecitante (daN*m)	Med	560	560		
Momento resistente (daN*m)	Mrd	897	897		
fattore di sicurezza	f	<b>1,60</b>	<b>1,60</b>		
Asse neutro (cm)	xc	3	3		
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	3913	3913		
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	-176,1	-176,1		
Deformazione acciaio	$\epsilon_s$	1,000%	1,000%		
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	-0,149%	-0,149%		
Campo di rottura	n.	2	2		
Ridistribuzione massima consentita	1- $\delta$	0%	0%		
Controllo	1- $\delta$	si	si		
<b>2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA</b>					
	$\sigma_s$ limite	3600	3600		
	$\sigma_s$	1801	1801		
fattore di sicurezza lato acciaio	f	<b>2,00</b>	<b>2,00</b>		
	$\sigma_c$ limite	199,2	199,2		
	$\sigma_c$	40,9	40,9		
fattore di sicurezza lato cls	f	<b>4,86</b>	<b>4,86</b>		
<b>3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>					
	$\sigma_c$ limite	149,4	149,4		
	$\sigma_c$	28,3	28,3		
fattore di sicurezza lato cls	f	<b>5,28</b>	<b>5,28</b>		
Armatura campate		$\phi$	$n.$	$n.$	$c$
		-	-	-	2,0
sup.		$\phi 12$	-	-	2,0
inf.		$\phi 14$	2	2	2,0
		-	-	-	2,0
controllo armatura minima scelta:		+1/12 p l <sup>2</sup>	si		
<b>1: VERIFICHE IN COMBINAZIONE ULTIMA</b>					
Momento sollecitante (daN*m)	Med	1959	1959		
Momento resistente (daN*m)	Mrd	2447	2447		
fattore di sicurezza	f	<b>1,25</b>	<b>1,25</b>		
Asse neutro (cm)	xc	3	3		
Sforzo acciaio (daN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	3913	3913		
Sforzo calcestruzzo (daN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$	-139,2	-139,2		
Deformazione acciaio	$\epsilon_s$	1,000%	1,000%		
Deformazione calcestruzzo	$\epsilon_c$	-0,145%	-0,145%		
Campo di rottura	n.	2	2		
<b>2: VERIFICHE IN COMBINAZIONE RARA</b>					
	y	5,24	5,24		
	Jci	14495	14495		
	$\sigma_s$ limite	3600	3600		
	$\sigma_s$	2295	2295		
fattore di sicurezza lato acciaio	f	<b>1,57</b>	<b>1,57</b>		
	$\sigma_c$ limite	159,4	159,4		
	$\sigma_c$	49,9	49,9		
fattore di sicurezza lato cls	f	<b>3,19</b>	<b>3,19</b>		
<b>3: VERIFICHE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE</b>					
	y	5,24	5,24		
	Jci	14495	14495		
	$\sigma_c$ limite	119,5	119,5		
	$\sigma_c$	34,5	34,5		
fattore di sicurezza lato cls	f	<b>3,47</b>	<b>3,47</b>		
	$\sigma_s$	1586	1586		
<b>4: VERIFICHE IN COMBINAZIONE FREQUENTE</b>					
	$\sigma_s$	1586	1586		

### Verifica di SLU a taglio

La verifica a taglio si effettua considerando la larghezza effettiva del travetto centrale  $b_w=13\text{cm}$ .

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.13)$$

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

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

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.1.14)$$

con

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

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

e dove

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

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

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

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

#### 2: con fasce piene e barre longitudinali tese

	$\phi$	$n$	$n$
sup.	$\phi 12$	1	1
inf.	$\phi 14$	1	1

Tagli resistenti sx (daN)	VRd	1816	
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d1	9 cm	
Tagli resistenti dx (daN)	VRd		1816
fascia piena (dall'asse dell'appoggio)	d2		9 cm

### Verifica delle tensioni in esercizio

Si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16,80 \text{ N/mm}^2 \text{ per combinazione caratteristica (rara);}$$

Verifiche di fessurazione			
CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE			
<b>Appoggi</b>			
	diametro armature superiori	$\phi$	12
	combinazione frequente	$\sigma_s$	1245
	<b>comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE</b>	<b>f</b>	<b>3,33</b>
	combinazione quasi permanente	$\sigma_s$	1245
	<b>comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE</b>	<b>f</b>	<b>2,67</b>
<b>Campate</b>			
	diametro armature inferiori	$\phi$	14
	combinazione frequente	$\sigma_s$	1586
	<b>comb. frequente CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE</b>	<b>f</b>	<b>2,86</b>
	combinazione quasi permanente	$\sigma_s$	1586
	<b>comb. quasi perm. CONDIZ. AMBIENTALI ORDINARIE</b>	<b>f</b>	<b>2,29</b>

### Verifica di deformabilità

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:

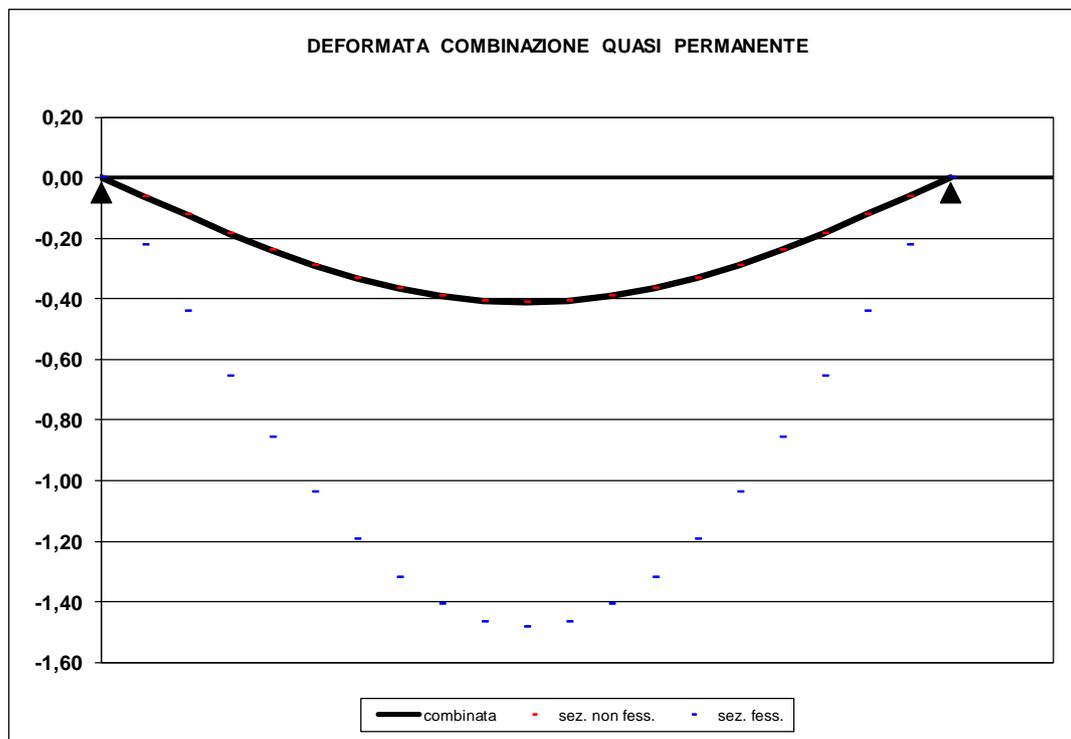
$$\zeta = 1 - c\beta^2.$$

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:

Verifiche di deformabilità		
PER L'INTEGRITA' DEI DIVISORI		
Coefficiente di viscosità (11.2.10.7)	$\phi(\text{inf})$	1,7
Freccia massima sez. non-fessurata (cm)	f max	0,41
Freccia massima sez. fessurata (cm)	f max	1,49
Freccia massima combinata (cm)	f max	0,41
Freccia limite (cm)	f lim	1,07
<b>Fattore di sicurezza</b>	<b>f</b>	<b>2,60</b>



## 8.2 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI E DEGLI IMPIANTI

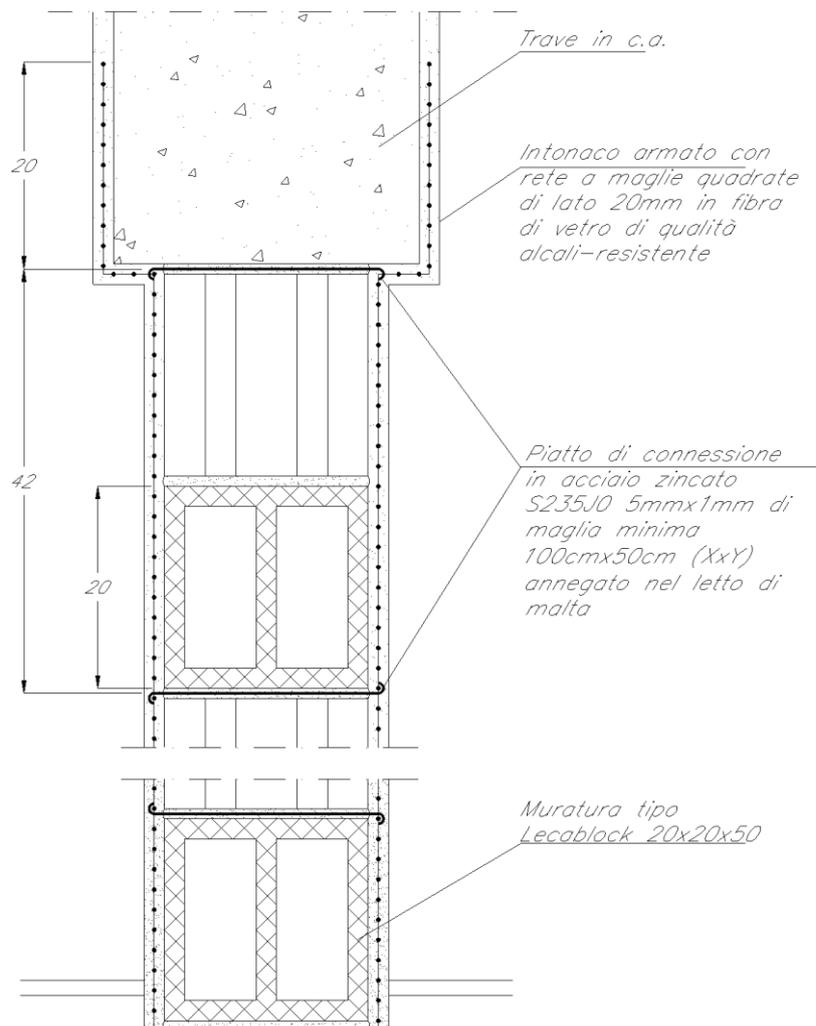
Per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale debbono essere adottati magisteri atti ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  corrispondente allo  $SLV$ .

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  $F_a$  corrispondente allo  $SLV$ .

La prestazione consistente nell'evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione sotto l'azione della  $F_a$  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 tamponature interessate.



## 8.3 TRAVI DI BORDO 30X40

Si riportano di seguito le verifiche strutturali della trave di bordo avente 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.

Di seguito si riportano le tabelle delle sollecitazioni più gravose ottenute allo SLU (statico e sismico) e agli SLE (Rara, Frequente e Quasi Permanente).

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
17	SLU	0.30	0.000	0.000	0.000	9.423	-8.520	-2.210
17	SLU	2.70	0.000	0.000	0.000	0.058	2.864	-2.210
17	SLU	4.25	0.000	0.000	0.000	-5.982	-1.724	-2.210
18	SLU	0.30	0.000	0.000	0.000	9.387	-8.456	-2.086
18	SLU	2.70	0.000	0.000	0.000	0.026	2.841	-2.086
18	SLU	4.25	0.000	0.000	0.000	-6.018	-1.803	-2.086
24	SLU	0.30	0.000	0.000	0.000	12.643	-15.266	-1.093
24	SLU	3.46	0.000	0.000	0.000	0.308	5.215	-1.093
24	SLU	4.25	0.000	0.000	0.000	-2.762	4.249	-1.093
25	SLU	0.30	0.000	0.000	0.000	12.607	-15.202	-0.969
25	SLU	3.53	0.000	0.000	0.000	0.013	5.174	-0.969
25	SLU	4.25	0.000	0.000	0.000	-2.798	4.170	-0.969
26	SLU	0.30	0.000	0.000	0.000	11.355	-12.567	-1.540
26	SLU	3.21	0.000	0.000	0.000	0.000	3.963	-1.540
26	SLU	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.050	1.860	-1.540
27	SLU	0.30	0.000	0.000	0.000	11.319	-12.503	-1.416
27	SLU	3.20	0.000	0.000	0.000	-0.000	3.922	-1.416
27	SLU	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.086	1.781	-1.416
37	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	8.191	-6.279	-2.530
37	SLU	2.40	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	2.324	-2.530
37	SLU	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-7.214	-4.347	-2.530
38	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	8.155	-6.215	-2.406
38	SLU	2.39	0.000	-0.000	-0.000	0.000	2.312	-2.406
38	SLU	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-7.250	-4.426	-2.406
39	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	8.684	-7.175	-2.402
39	SLU	2.53	0.000	-0.000	-0.000	0.000	2.493	-2.402
39	SLU	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-6.721	-3.298	-2.402
40	SLU	0.30	0.000	-0.000	-0.000	8.648	-7.111	-2.278
40	SLU	2.52	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	2.477	-2.278
40	SLU	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-6.757	-3.377	-2.278

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
19	SLE R	0.30	0.000	0.000	0.000	7.099	-6.243	-1.544
19	SLE R	2.67	0.000	0.000	0.000	0.001	2.157	-1.544

19	SLE R	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.751	-1.605	-1.544
20	SLE R	0.30	0.000	0.000	0.000	7.075	-6.200	-1.461
20	SLE R	2.66	0.000	0.000	0.000	-0.000	2.143	-1.461
20	SLE R	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.775	-1.657	-1.461
28	SLE R	0.30	0.000	0.000	0.000	9.246	-10.740	-0.799
28	SLE R	3.38	0.000	0.000	0.000	0.000	3.507	-0.799
28	SLE R	4.25	0.000	0.000	0.000	-2.604	2.377	-0.799
29	SLE R	0.30	0.000	0.000	0.000	9.222	-10.698	-0.716
29	SLE R	3.37	0.000	0.000	0.000	0.000	3.476	-0.716
29	SLE R	4.25	0.000	0.000	0.000	-2.628	2.324	-0.716
30	SLE R	0.30	0.000	0.000	0.000	8.387	-8.941	-1.097
30	SLE R	3.10	0.000	0.000	0.000	-0.000	2.783	-1.097
30	SLE R	4.25	0.000	0.000	0.000	-3.463	0.784	-1.097
31	SLE R	0.30	0.000	0.000	0.000	8.363	-8.899	-1.014
31	SLE R	3.09	0.000	0.000	0.000	-0.000	2.758	-1.014
31	SLE R	4.25	0.000	0.000	0.000	-3.487	0.732	-1.014
41	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	6.278	-4.749	-1.757
41	SLE R	2.39	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	1.820	-1.757
41	SLE R	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-5.572	-3.354	-1.757
42	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	6.254	-4.706	-1.675
42	SLE R	2.38	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	1.813	-1.675
42	SLE R	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-5.596	-3.406	-1.675
43	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	6.607	-5.347	-1.672
43	SLE R	2.50	0.000	-0.000	-0.000	0.000	1.928	-1.672
43	SLE R	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-5.243	-2.654	-1.672
44	SLE R	0.30	0.000	-0.000	-0.000	6.582	-5.304	-1.589
44	SLE R	2.49	0.000	-0.000	-0.000	0.000	1.918	-1.589
44	SLE R	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-5.268	-2.707	-1.589

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
21	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	6.965	-6.006	-1.085
21	SLE F	2.62	0.000	0.000	0.000	0.000	2.080	-1.085
21	SLE F	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.885	-1.897	-1.085
22	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	6.965	-6.006	-1.085
22	SLE F	2.62	0.000	0.000	0.000	0.000	2.080	-1.085
22	SLE F	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.885	-1.897	-1.085
32	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	7.395	-6.906	-0.936
32	SLE F	2.76	0.000	0.000	0.000	0.024	2.208	-0.936
32	SLE F	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.455	-1.100	-0.936
33	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	7.395	-6.906	-0.936
33	SLE F	2.76	0.000	0.000	0.000	0.024	2.208	-0.936
33	SLE F	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.455	-1.100	-0.936
34	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	6.965	-6.006	-1.085

34	SLE F	2.62	0.000	0.000	0.000	0.000	2.080	-1.085
34	SLE F	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.885	-1.897	-1.085
35	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	6.965	-6.006	-1.085
35	SLE F	2.62	0.000	0.000	0.000	0.000	2.080	-1.085
35	SLE F	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.885	-1.897	-1.085
45	SLE F	0.30	0.000	-0.000	-0.000	6.801	-5.708	-1.127
45	SLE F	2.57	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	2.002	-1.127
45	SLE F	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-5.049	-2.247	-1.127
46	SLE F	0.30	0.000	-0.000	-0.000	6.801	-5.708	-1.127
46	SLE F	2.57	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	2.002	-1.127
46	SLE F	4.25	0.000	-0.000	-0.000	-5.049	-2.247	-1.127
47	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	6.965	-6.006	-1.085
47	SLE F	2.62	0.000	0.000	0.000	0.000	2.080	-1.085
47	SLE F	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.885	-1.897	-1.085
48	SLE F	0.30	0.000	0.000	0.000	6.965	-6.006	-1.085
48	SLE F	2.62	0.000	0.000	0.000	0.000	2.080	-1.085
48	SLE F	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.885	-1.897	-1.085

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
23	SLE Q	0.30	0.000	0.000	0.000	6.938	-5.958	-0.991
23	SLE Q	2.61	0.000	0.000	0.000	0.000	2.065	-0.991
23	SLE Q	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.912	-1.957	-0.991
36	SLE Q	0.30	0.000	0.000	0.000	6.938	-5.958	-0.991
36	SLE Q	2.61	0.000	0.000	0.000	0.000	2.065	-0.991
36	SLE Q	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.912	-1.957	-0.991
49	SLE Q	0.30	0.000	0.000	0.000	6.938	-5.958	-0.991
49	SLE Q	2.61	0.000	0.000	0.000	0.000	2.065	-0.991
49	SLE Q	4.25	0.000	0.000	0.000	-4.912	-1.957	-0.991

### 8.3.1 Verifica a flessione

Si riportano di seguito le verifiche a flessione, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle travi:

#### 1) Zone d'appoggio:

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

#### 2) Campata:

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

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>FA04A - Relazione di calcolo strutturale</b>	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO FA04A0 001	REV. A	FOGLIO 37 DI 96

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

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE ( ( NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto di un post processore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

Essendo la sezione armata in maniera simmetrica in campata ed in appoggio si esegue la verifica di una sola sezione in cui le sollecitazioni calcolate in appoggio sono invertite di segno.

## Travata n. 101

Nodi: 4 6 10 14 18 125 143

### Simbologia

Caso	= Caso di verifica
Xg	= Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	= Combinazione delle condizioni di carico elementari
c	= momento fittizio in campata
a	= momento fittizio agli appoggi
TG	= taglio da gerarchia delle resistenze
TGND	= taglio non dissipativo limitante la gerarchia
T	= momento traslato per taglio
e	= eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
TCC	= Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
SND	= Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
El	= Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	= Numero della sezione
Crit.	= Numero del criterio di progetto
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
AfE S	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
AfEP S	= Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore
AfEP I	= Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Sic.	= Sicurezza a rottura
$\sigma_{fda}$	= Tensione di distacco della fibra di estremità (modo 1)
$\Delta\%$	= Incremento percentuale sicurezza
$\sigma_f$ sup	= Tensione nel ferro - superiore
$\sigma_f$ inf	= Tensione nel ferro - inferiore
$\sigma_c$	= Tensione nel calcestruzzo
X0	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Lung.	= Lunghezza del tratto di progettazione
Staff.	= Staffatura adottata
AfE St.	= Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)
bw	= Larghezza membratura resistente al taglio
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	38 DI 96

ctg $\theta$  = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
VRsd = Taglio ultimo lato armatura  
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo  
Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
Sic.T = Sicurezza a rottura per taglio  
c = Ricoprimento dell'armatura  
s = Distanza minima tra le barre  
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
s<sub>rm</sub> = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
A<sub>s</sub> = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
A<sub>c eff</sub> = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{sr}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{sm}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
Wk = Apertura delle fessure  
Tipo = Tipologia  
2C = Doppia C lato labbri  
2Cdx = Doppia C lato costola  
2I = Doppia I  
2L = Doppia L lato labbri  
2Ldx = Doppia L lato costole  
C = Sezione a C  
Cdx = C destra  
Cir. = Circolare  
Cir.c = Circolare cava  
I = Sezione a I  
L = Sezione a L  
Ldx = L destra  
Om. = Omega  
Pg = Pi greco  
Pr = Poligono regolare  
Prc = Poligono regolare cavo  
Pc = Per coordinate  
Ia = Inerzie assegnate  
R = Rettangolare  
Rc = Rettangolare cava  
T = Sezione a T  
U = Sezione a U  
Ur = U rovescia  
V = Sezione a V  
Vr = V rovescia  
Z = Sezione a Z  
Zdx = Z destra  
Ts = T stondata  
Ls = L stondata  
Cs = C stondata  
Is = I stondata  
Dis. = Disegnata  
B = Base  
H = Altezza  
Cf sup = Copriferro superiore  
Cf inf = Copriferro inferiore  
Cls = Tipo di calcestruzzo  
Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
Tp = Tipo di acciaio  
Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL FA04A0 001 A 39 DI 96

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fcd <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctd <daN/cm <sup>2</sup> >	Tp	Fyk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fyd <daN/cm <sup>2</sup> >
1R		30.00	40.00	4.10	4.10	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	EI	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.30	1	SLV	1	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	2654.03	5442.78	2.051
3.40	1	SLV	1	340.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3528.24	-5442.78	1.543
4.00	13	SLV	2	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3297.07	-5442.78	1.651
7.58	1	SLV	2	388.28	4.02	4.02	4.02	4.02	-2884.16	-5442.78	1.887
7.95	1	SLV	2	425.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-2884.16	-5442.78	1.887
8.55	13	SLV	3	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3223.10	-5442.78	1.689
12.15	1	SLV	3	390.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3081.13	-5442.78	1.766
12.45	1	SLV	3	420.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3081.13	-5442.78	1.766
13.05	13	SLV	4	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3251.56	-5442.78	1.674
17.15	1	SLV	4	440.31	4.02	4.02	4.02	4.02	-1898.61	-5442.78	2.867
18.10	1	SLV	4	535.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-2936.00	-5442.78	1.854
18.70	13	SLV	5	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3103.76	-5442.78	1.754
22.20	1	SLV	5	380.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3416.71	-5442.78	1.593
22.80	13	SLV	6	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-3126.79	-5442.78	1.741
26.51	13	SLV	6	400.60	4.02	4.02	4.02	4.02	2206.25	5442.78	2.467
26.85	13	SLV	6	435.00	4.02	4.02	4.02	4.02	2206.25	5442.78	2.467

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	EI	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	σ <sub>f</sub> sup <daN/cm <sup>2</sup> >	σ <sub>f</sub> inf <daN/cm <sup>2</sup> >	σ <sub>c</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >
0.30	36	SLE R	1	30.00	4.02	4.02	1194.67	-177.43	911.05	21.18
0.30	31	SLE Q	1	30.00	4.02	4.02	703.15	-104.43	536.22	12.47
3.40	50	SLE R	1	340.00	4.02	4.02	-1788.35	1363.79	-265.60	31.71
3.40	31	SLE Q	1	340.00	4.02	4.02	-1309.41	998.55	-194.47	23.22
4.00	36	SLE R	2	30.00	4.02	4.02	-1330.49	1014.62	-197.60	23.59
4.00	31	SLE Q	2	30.00	4.02	4.02	-852.24	649.91	-126.57	15.11
7.58	50	SLE R	2	388.28	4.02	4.02	-588.52	448.81	-87.41	10.44
7.58	31	SLE Q	2	388.28	4.02	4.02	-443.53	338.23	-65.87	7.86
7.95	50	SLE R	2	425.00	4.02	4.02	-588.52	448.81	-87.41	10.44
7.95	31	SLE Q	2	425.00	4.02	4.02	-443.53	338.23	-65.87	7.86
8.55	36	SLE R	3	30.00	4.02	4.02	-1152.38	878.80	-171.15	20.43
8.55	31	SLE Q	3	30.00	4.02	4.02	-753.72	574.78	-111.94	13.37
12.15	50	SLE R	3	390.00	4.02	4.02	-679.58	518.25	-100.93	12.05
12.15	31	SLE Q	3	390.00	4.02	4.02	-558.39	425.82	-82.93	9.90
12.45	50	SLE R	3	420.00	4.02	4.02	-679.58	518.25	-100.93	12.05
12.45	31	SLE Q	3	420.00	4.02	4.02	-558.39	425.82	-82.93	9.90
13.05	37	SLE R	4	30.00	4.02	4.02	-1464.56	1116.86	-217.51	25.97
13.05	31	SLE Q	4	30.00	4.02	4.02	-1114.87	850.20	-165.58	19.77
17.15	36	SLE R	4	440.31	4.02	4.02	588.82	-87.45	449.03	10.44
17.15	31	SLE Q	4	440.31	4.02	4.02	397.53	-59.04	303.15	7.05
18.10	50	SLE R	4	535.00	4.02	4.02	-861.04	656.63	-127.88	15.27



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL FA04A0 001 A 40 DI 96

18.10	31	SLE Q	4	535.00	4.02	4.02	-804.88	613.80	-119.54	14.27
18.70	37	SLE R	5	30.00	4.02	4.02	-850.81	648.82	-126.36	15.09
18.70	31	SLE Q	5	30.00	4.02	4.02	-438.70	334.55	-65.15	7.78
22.20	49	SLE R	5	380.00	4.02	4.02	-901.68	687.62	-133.92	15.99
22.20	31	SLE Q	5	380.00	4.02	4.02	-798.74	609.12	-118.63	14.16
22.80	50	SLE R	6	30.00	4.02	4.02	-1303.98	994.41	-193.67	23.12
22.80	31	SLE Q	6	30.00	4.02	4.02	-1089.91	831.16	-161.87	19.33
26.51	49	SLE R	6	400.60	4.02	4.02	788.46	-117.10	601.28	13.98
26.51	31	SLE Q	6	400.60	4.02	4.02	593.45	-88.14	452.56	10.52
26.85	49	SLE R	6	435.00	4.02	4.02	675.08	-100.26	514.82	11.97
26.85	31	SLE Q	6	435.00	4.02	4.02	435.24	-64.64	331.91	7.72

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	Crit.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <daN/cmq>	σ <sub>sr</sub> <daN/cmq>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
38	0.30	31	SLE Q	1	1	1	30.00	703.15	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	536.22	2701.16	0.10	0.04
43	0.30	40	SLE F	1	1	1	30.00	797.05	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	607.83	2701.16	0.12	0.04
87	3.40	31	SLE Q	1	1	1	340.00	-1309.41	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	998.55	2701.16	0.19	0.07
96	3.40	53	SLE F	1	1	1	340.00	-1405.20	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	1071.60	2701.16	0.21	0.07
138	4.00	31	SLE Q	2	1	1	30.00	-852.24	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	649.91	2701.16	0.13	0.04
143	4.00	40	SLE F	2	1	1	30.00	-947.04	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	722.21	2701.16	0.14	0.05
203	7.58	31	SLE Q	2	1	1	388.28	-443.53	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	338.23	2701.16	0.07	0.02
221	7.58	53	SLE F	2	1	1	388.28	-472.53	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	360.35	2701.16	0.07	0.02
272	7.95	31	SLE Q	2	1	1	425.00	-443.53	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	338.23	2701.16	0.07	0.02
281	7.95	53	SLE F	2	1	1	425.00	-472.53	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	360.35	2701.16	0.07	0.02
323	8.55	31	SLE Q	3	1	1	30.00	-753.72	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	574.78	2701.16	0.11	0.04
328	8.55	40	SLE F	3	1	1	30.00	-833.19	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	635.38	2701.16	0.12	0.04
381	12.15	31	SLE Q	3	1	1	390.00	-558.39	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	425.82	2701.16	0.08	0.03
392	12.15	53	SLE F	3	1	1	390.00	-582.63	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	444.31	2701.16	0.09	0.03
437	12.45	31	SLE Q	3	1	1	420.00	-558.39	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	425.82	2701.16	0.08	0.03
446	12.45	53	SLE F	3	1	1	420.00	-582.63	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	444.31	2701.16	0.09	0.03
486	13.05	31	SLE Q	4	1	1	30.00	-1114.87	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	850.20	2701.16	0.17	0.06
491	13.05	40	SLE F	4	1	1	30.00	-1184.81	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	903.53	2701.16	0.18	0.06
556	17.15	31	SLE Q	4	1	1	440.31	397.53	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	303.15	2701.16	0.06	0.02
566	17.15	40	SLE F	4	1	1	440.31	435.43	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	332.06	2701.16	0.06	0.02
621	18.10	31	SLE Q	4	1	1	535.00	-804.88	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	613.80	2701.16	0.12	0.04
630	18.10	53	SLE F	4	1	1	535.00	-816.12	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	622.37	2701.16	0.12	0.04
670	18.70	31	SLE Q	5	1	1	30.00	-438.70	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	334.55	2701.16	0.06	0.02
675	18.70	40	SLE F	5	1	1	30.00	-521.12	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	397.40	2701.16	0.08	0.03
720	22.20	31	SLE Q	5	1	1	380.00	-798.74	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	609.12	2701.16	0.12	0.04
729	22.20	53	SLE F	5	1	1	380.00	-817.84	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	623.68	2701.16	0.12	0.04
770	22.80	31	SLE Q	6	1	1	30.00	-1089.91	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	831.16	2701.16	0.16	0.06
779	22.80	53	SLE F	6	1	1	30.00	-1132.73	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	863.81	2701.16	0.17	0.06
820	26.51	31	SLE Q	6	1	1	400.60	593.45	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	452.56	2701.16	0.09	0.03
829	26.51	53	SLE F	6	1	1	400.60	631.21	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	481.36	2701.16	0.09	0.03
869	26.85	31	SLE Q	6	1	1	435.00	435.24	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	331.91	2701.16	0.06	0.02
878	26.85	53	SLE F	6	1	1	435.00	481.84	33.00	218.00	0.15	208.95	16.00	4.02	403.75	367.45	2701.16	0.07	0.03

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione con combinazione rara

Le verifiche sono condotte in ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di Progettazione delle Opere Civili - RFIDTCSIPSMIAIFS001C al §2.5.1.8.3.2.4

VERIFICA A SLE FESSURAZIONE, TENSIONI DI ESERCIZIO - RARA			
B	30 cm	Mmax	17,88 KNm
H	40 cm	Rck	40
c	4 cm	fck	33,2
d	36 cm	1,2xctm	3,79 N/mm <sup>2</sup>
nbarre	2	fsd	374 N/mm <sup>2</sup>
dmedio	1,60 cm	fyk	430 N/mm <sup>2</sup>
c'	3,20 cm		
deff1	15,2 cm		
deff2	15,36 cm		
deff	15,2 cm		
determinazione $\epsilon_{sm}$			
$\beta_1$	1	c	3,2 cm
$\beta_2$	0,5	s	22,00 cm
$E_s$	206000 N/mm <sup>2</sup>	k2	0,4
$\epsilon_{sm} =$	0,069%	k3	0,125
$s_{rm} =$	19,871832	$\phi$	1,6 cm
		n	2
		As	4,021239 cm <sup>2</sup>
		b	30 cm
		Ac,eff	456,00 cm <sup>2</sup>
		$\rho_r$	0,008819
determinazione $w_k$			
$w_k =$	0,233 mm	$w_{lim} =$	0,3 mm OK

### 8.3.2 Verifica a taglio e torsione

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 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

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:

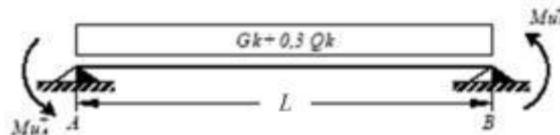
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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:**

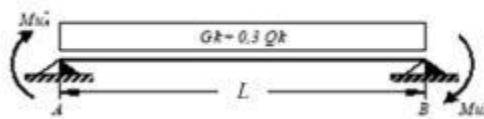


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

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:

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

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:

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

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

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

dove si è posto:

A area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;

A<sub>s</sub> area delle staffe;

u<sub>m</sub> perimetro medio del nucleo resistente;

s passo delle staffe;

ΣA<sub>l</sub> area complessiva delle barre longitudinali.

L'inclinazione θ delle bielle compresse di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$0,4 \leq ctg \theta \leq 2,5$$

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

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.

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti e torcenti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

Poiché il valore del taglio determinato mediante la procedura sopra riportata non è maggiore del taglio di calcolo ottenuto a valle dell'analisi strutturale mediante il SAP2000 (V<sub>2</sub>=26.91 kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 26.91 \text{ kN}$$

#### Staffe - Verifiche armatura TAGLIO E TORSIONE

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
13 SLV	0.30	0.70	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	1449.57	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	23.86
1 SLV	0.70	3.00	2.30	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2491.45	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	13.88
1 SLV	3.00	3.40	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2691.45	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	12.85
13 SLV	4.00	4.40	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2327.80	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	14.86
13 SLV	4.40	7.55	3.15	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	2127.79	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	7.47
1 SLV	7.55	7.95	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2120.85	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	16.31
13 SLV	8.55	8.95	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2305.11	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.00
13 SLV	8.95	12.05	3.10	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	2105.11	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	7.55
1 SLV	12.05	12.45	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2204.95	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.69
13 SLV	13.05	13.45	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2169.00	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.95
13 SLV	13.45	17.70	4.25	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	1968.99	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	8.07
1 SLV	17.70	18.10	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2046.23	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	16.90
13 SLV	18.70	19.10	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2281.54	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.16
1 SLV	19.10	21.80	2.70	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	2287.28	2.50	15887.70	31441.00	15887.70	6.95
1 SLV	21.80	22.20	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2487.28	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	13.91
13 SLV	22.80	23.20	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2279.78	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	15.17
13 SLV	23.20	26.45	3.25	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	2079.77	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	16.63
1 SLV	26.45	26.85	0.40	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	1666.83	2.18	34586.20	34586.20	34586.20	20.75

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 80 cm dal filo esterno del pilastro, staffe  $\Phi 8 / 8$  cm, per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe  $\Phi 8 / 20$  cm.

### 8.3.3 Verifica limitazioni armatura

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:

$$\rho = A_s / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

#### Dati Geometrici

Trave:

Base	b=	30cm	ok
altezza	h=	40cm	
allargamento	dsx =	0cm	
allargamento	ddx =	0cm	
copriferro		c=	4cm

Valori max	Limit. geometriche 7.4.6.1.1	
30cm	$b \geq 20$ cm	$b \leq 2l_p$
120cm	$b/h \geq 0,25$	
20cm	$dsx \leq h/2$	
20cm	$ddx \leq h/2$	

Pilastro:

Base	$l_p =$	30cm
------	---------	------

#### Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

f <sub>ck</sub> =	33,2	f <sub>cd</sub> =	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	f <sub>ctm</sub> =	3,10	D.M.(11.2.10.2)
f <sub>yk</sub> =	450	f <sub>yd</sub> =	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

Diametro min. armatura long. 16  $\geq \Phi 14$  D.M.(7.4.6.2.1)

Diametro staffe 8  $\geq \Phi 6$  D.M.(7.4.6.2.1)

N° braccia staffe 2

### Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.1

In campata:	$\rho$ ; $\rho_{comp}$	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
	0,00335	3,7cm <sup>2</sup>	13,4cm <sup>2</sup>	$1.4/f_{yk} < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/f_{yk}))$	<b>OK</b>
	0,00335	1,0cm <sup>2</sup>		$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$	<b>OK</b>
zona critica:	0,00335	3,7cm <sup>2</sup>	13,4cm <sup>2</sup>	$1.4/f_{yk} < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/f_{yk}))$	<b>OK</b>
	0,00335	2,0cm <sup>2</sup>		$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$	<b>OK</b>

### Limitazioni Armatura longitudinale 4.1.6.1.1

In campata:	Arm. min.		Arm. max.	
	1,93cm <sup>2</sup>	<b>OK</b>	48,00cm <sup>2</sup>	<b>OK</b>
			48,00cm <sup>2</sup>	<b>OK</b>
zona critica:	1,93cm <sup>2</sup>	<b>OK</b>	48,00cm <sup>2</sup>	<b>OK</b>
			48,00cm <sup>2</sup>	<b>OK</b>

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.  
Per gli elementi in esame l'armatura trasversale è costituita solo da staffe.

## 8.4 TRAVI 30X50

Si riportano di seguito le verifiche strutturali della trave interna avente sezione rettangolare di dimensioni 30x50 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.

Di seguito si riportano le tabelle delle sollecitazioni più gravose ottenute allo SLU (statico e sismico) e agli SLE (Rara, Frequente e Quasi Permanente).

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
17	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	188.747	-64.058	-0.008
17	SLU	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	190.824	-0.008
17	SLU	5.70	0.000	0.000	0.000	-188.636	-63.760	-0.008
18	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	178.469	-60.390	-0.008
18	SLU	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	180.616	-0.008
18	SLU	5.70	0.000	0.000	0.000	-178.361	-60.098	-0.008
24	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	189.645	-68.922	-0.176
24	SLU	3.01	0.000	0.000	0.000	-0.000	188.392	-0.176
24	SLU	5.70	0.000	0.000	0.000	-187.738	-63.775	-0.176
25	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	179.367	-65.254	-0.176
25	SLU	3.01	0.000	0.000	0.000	-0.000	178.183	-0.176
25	SLU	5.70	0.000	0.000	0.000	-177.462	-60.112	-0.176
26	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	189.285	-66.976	-0.109
26	SLU	3.01	0.000	0.000	0.000	-0.000	189.363	-0.109
26	SLU	5.70	0.000	0.000	0.000	-188.098	-63.769	-0.109
27	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	179.008	-63.309	-0.109
27	SLU	3.01	0.000	0.000	0.000	-0.000	179.155	-0.109
27	SLU	5.70	0.000	0.000	0.000	-177.822	-60.107	-0.109
37	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	201.544	-85.293	-0.249
37	SLU	3.10	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	196.847	-0.249
37	SLU	5.70	0.000	-0.000	-0.000	-187.179	-46.506	-0.249
38	SLU	0.30	0.000	-0.000	0.000	191.266	-81.625	-0.249
38	SLU	3.11	0.000	-0.000	-0.000	-0.000	186.658	-0.249
38	SLU	5.70	0.000	-0.000	-0.000	-176.903	-42.844	-0.249
39	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	196.425	-76.799	-0.152
39	SLU	3.06	0.000	0.000	0.000	-0.000	194.355	-0.152
39	SLU	5.70	0.000	0.000	0.000	-187.762	-53.408	-0.152
40	SLU	0.30	0.000	0.000	-0.000	186.147	-73.131	-0.152
40	SLU	3.06	0.000	0.000	0.000	-0.000	184.153	-0.152
40	SLU	5.70	0.000	0.000	0.000	-177.486	-49.746	-0.152

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
19	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	132.665	-44.996	-0.005
19	SLE R	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	134.156	-0.005

19	SLE R	5.70	0.000	0.000	0.000	-132.585	-44.780	-0.005
20	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	125.813	-42.551	-0.005
20	SLE R	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	127.350	-0.005
20	SLE R	5.70	0.000	0.000	0.000	-125.735	-42.339	-0.005
28	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	133.264	-48.239	-0.117
28	SLE R	3.01	0.000	0.000	0.000	-0.000	132.534	-0.117
28	SLE R	5.70	0.000	0.000	0.000	-131.987	-44.790	-0.117
29	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	126.412	-45.794	-0.117
29	SLE R	3.01	0.000	0.000	0.000	-0.000	125.728	-0.117
29	SLE R	5.70	0.000	0.000	0.000	-125.136	-42.348	-0.117
30	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	133.025	-46.942	-0.072
30	SLE R	3.01	0.000	0.000	0.000	-0.000	133.182	-0.072
30	SLE R	5.70	0.000	0.000	0.000	-132.226	-44.786	-0.072
31	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	126.173	-44.497	-0.073
31	SLE R	3.01	0.000	0.000	0.000	-0.000	126.376	-0.073
31	SLE R	5.70	0.000	0.000	0.000	-125.376	-42.344	-0.073
41	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	141.197	-59.153	-0.166
41	SLE R	3.09	0.000	-0.000	0.000	-0.000	138.159	-0.166
41	SLE R	5.70	0.000	-0.000	-0.000	-131.614	-33.277	-0.166
42	SLE R	0.30	0.000	-0.000	0.000	134.345	-56.708	-0.166
42	SLE R	3.10	0.000	-0.000	0.000	0.000	131.366	-0.166
42	SLE R	5.70	0.000	-0.000	-0.000	-124.763	-30.836	-0.166
43	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	137.784	-53.490	-0.102
43	SLE R	3.06	0.000	0.000	0.000	-0.000	136.505	-0.102
43	SLE R	5.70	0.000	0.000	0.000	-132.002	-37.879	-0.102
44	SLE R	0.30	0.000	0.000	-0.000	130.932	-51.045	-0.102
44	SLE R	3.06	0.000	0.000	0.000	-0.000	129.704	-0.102
44	SLE R	5.70	0.000	0.000	0.000	-125.152	-35.437	-0.102

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
21	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	94.678	-31.440	-0.006
21	SLE F	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	96.424	-0.006
21	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.606	-31.245	-0.006
22	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	94.678	-31.440	-0.006
22	SLE F	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	96.424	-0.006
22	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.606	-31.245	-0.006
32	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	94.798	-32.089	-0.028
32	SLE F	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	96.100	-0.028
32	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.486	-31.247	-0.028
33	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	94.798	-32.089	-0.028
33	SLE F	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	96.100	-0.028
33	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.486	-31.247	-0.028
34	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	94.678	-31.440	-0.006

34	SLE F	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	96.424	-0.006
34	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.606	-31.245	-0.006
35	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	94.678	-31.440	-0.006
35	SLE F	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	96.424	-0.006
35	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.606	-31.245	-0.006
45	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	96.385	-34.271	-0.038
45	SLE F	3.03	0.000	0.000	0.000	-0.000	97.193	-0.038
45	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.412	-28.944	-0.038
46	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	96.385	-34.271	-0.038
46	SLE F	3.03	0.000	0.000	0.000	-0.000	97.193	-0.038
46	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.412	-28.944	-0.038
47	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	94.678	-31.440	-0.006
47	SLE F	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	96.424	-0.006
47	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.606	-31.245	-0.006
48	SLE F	0.30	0.000	0.000	-0.000	94.678	-31.440	-0.006
48	SLE F	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	96.424	-0.006
48	SLE F	5.70	0.000	0.000	0.000	-94.606	-31.245	-0.006

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
23	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	86.894	-28.662	-0.006
23	SLE Q	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	88.693	-0.006
23	SLE Q	5.70	0.000	0.000	0.000	-86.824	-28.471	-0.006
36	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	86.894	-28.662	-0.006
36	SLE Q	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	88.693	-0.006
36	SLE Q	5.70	0.000	0.000	0.000	-86.824	-28.471	-0.006
49	SLE Q	0.30	0.000	0.000	-0.000	86.894	-28.662	-0.006
49	SLE Q	3.00	0.000	0.000	0.000	-0.000	88.693	-0.006
49	SLE Q	5.70	0.000	0.000	0.000	-86.824	-28.471	-0.006

#### 8.4.1 Verifica a flessione

Si riportano di seguito le verifiche a flessione, in corrispondenza della sezione d'appoggio e della sezione di campata (convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-)).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale delle travi:

##### 1) Zone d'appoggio:

- Armatura superiore 2  $\Phi$  20
- Armatura inferiore 4  $\Phi$  20 + 1  $\Phi$  16

##### 2) Campata:

- Armatura superiore 2  $\Phi$  20



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	49 DI 96

- Armatura inferiore  $4 \Phi 20 + 1 \Phi 16$

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

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di appoggio e di campata sono state condotte con il supporto di un post processore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

Essendo la sezione armata in maniera simmetrica in campata ed in appoggio si esegue la verifica di una sola sezione in cui le sollecitazioni calcolate in appoggio sono invertite di segno.

### Travata n. 106

Nodi: 14 15

#### Simbologia

Caso = Caso di verifica  
Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica  
CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari  
c = momento fittizio in campata  
a = momento fittizio agli appoggi  
TG = taglio da gerarchia delle resistenze  
TGND = taglio non dissipativo limitante la gerarchia  
T = momento traslato per taglio  
e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione  
TCC = Tipo di combinazione di carico  
SLU = Stato limite ultimo  
SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
SLD = Stato limite di danno  
SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
SLO = Stato limite di operatività  
SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco  
SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)  
El = Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)  
Sez. = Numero della sezione  
Crit. = Numero del criterio di progetto  
X = Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale  
AfE S = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore  
AfE I = Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore  
AfEP S = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore  
AfEP I = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore  
My = Momento flettente intorno all'asse Y  
MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y  
Sic. = Sicurezza a rottura  
 $\sigma_{rda}$  = Tensione di distacco della fibra di estremità (modo 1)  
 $\Delta\%$  = Incremento percentuale sicurezza  
 $\sigma_{f \text{ sup}}$  = Tensione nel ferro - superiore  
 $\sigma_{f \text{ inf}}$  = Tensione nel ferro - inferiore  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
X0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto  
X1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto  
Lung. = Lunghezza del tratto di progettazione  
Staff. = Staffatura adottata  
AfE St. = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	50 DI 96

bw = Larghezza membratura resistente al taglio  
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
ctg $\theta$  = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
VRsd = Taglio ultimo lato armatura  
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo  
Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
Sic.T = Sicurezza a rottura per taglio  
c = Ricoprimento dell'armatura  
s = Distanza minima tra le barre  
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
s<sub>zm</sub> = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
A<sub>s</sub> = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
A<sub>c eff</sub> = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{sr}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{sm}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
Wk = Apertura delle fessure  
Tipo = Tipologia  
2C = Doppia C lato labbri  
2Cdx = Doppia C lato costola  
2I = Doppia I  
2L = Doppia L lato labbri  
2Ldx = Doppia L lato costole  
C = Sezione a C  
Cdx = C destra  
Cir. = Circolare  
Cir.c = Circolare cava  
I = Sezione a I  
L = Sezione a L  
Ldx = L destra  
Om. = Omega  
Pg = Pi greco  
Pr = Poligono regolare  
Prc = Poligono regolare cavo  
Pc = Per coordinate  
Ia = Inerzie assegnate  
R = Rettangolare  
Rc = Rettangolare cava  
T = Sezione a T  
U = Sezione a U  
Ur = U rovescia  
V = Sezione a V  
Vr = V rovescia  
Z = Sezione a Z  
Zdx = Z destra  
Ts = T stondata  
Ls = L stondata  
Cs = C stondata  
Is = I stondata  
Dis. = Disegnata  
B = Base  
H = Altezza  
Cf sup = Copriferro superiore  
Cf inf = Copriferro inferiore  
Cls = Tipo di calcestruzzo  
Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
Tp = Tipo di acciaio

Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fcd <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctd <daN/cm <sup>2</sup> >	Tp	Fyk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fyd <daN/cm <sup>2</sup> >
2R		30.00	50.00	4.10	4.10	C32/40	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.30	37	SLU	1	30.00	6.28	14.58	6.28	14.58	-8529.26	-10675.60	1.252
2.65	37	SLU	1	265.21	6.28	14.58	6.28	14.58	21653.20	24040.70	1.110
5.70	24	SLU	1	570.00	6.28	14.58	6.28	14.58	-6377.46	-10675.60	1.674

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	$\sigma_f$ sup <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_f$ inf <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_c$ <daN/cm <sup>2</sup> >
0.30	41	SLE R	1	30.00	6.28	14.58	-5915.27	2239.07	-438.56	46.75
0.30	23	SLE Q	1	30.00	6.28	14.58	-2866.24	1084.94	-212.50	22.65
2.65	41	SLE R	1	265.21	6.28	14.58	15197.50	-1276.74	2585.36	110.37
2.65	23	SLE Q	1	265.21	6.28	14.58	9756.22	-819.62	1659.70	70.85
5.70	28	SLE R	1	570.00	6.28	14.58	-4478.97	1695.40	-332.07	35.40
5.70	23	SLE Q	1	570.00	6.28	14.58	-2847.10	1077.70	-211.09	22.50

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Caso	Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	Crit.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cm <sup>2</sup> >	A <sub>c eff</sub> <cm <sup>2</sup> >	$\sigma_s$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\sigma_{sr}$ <daN/cm <sup>2</sup> >	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
66	0.30	23	SLE Q	1	2	1	30.00	-2866.24	31.00	218.00	0.16	210.95	20.00	6.28	502.57	1084.94	2169.99	0.21	0.08
84	0.30	45	SLE F	1	2	1	30.00	-3427.14	31.00	218.00	0.16	210.95	20.00	6.28	502.57	1297.25	2169.99	0.25	0.09
127	2.65	23	SLE Q	1	2	1	265.21	9756.22	31.00	54.50	0.15	117.98	20.00	14.58	532.55	1659.70	1093.95	0.63	0.13
136	2.65	45	SLE F	1	2	1	265.21	10691.30	31.00	54.50	0.15	117.98	20.00	14.58	532.55	1818.77	1093.95	0.72	0.15
204	5.70	23	SLE Q	1	2	1	570.00	-2847.10	31.00	218.00	0.16	210.95	20.00	6.28	502.57	1077.70	2169.99	0.21	0.08
214	5.70	32	SLE F	1	2	1	570.00	-3124.65	31.00	218.00	0.16	210.95	20.00	6.28	502.57	1182.75	2169.99	0.23	0.08

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione con combinazione rara

Le verifiche sono condotte in ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di Progettazione delle Opere Civili - RFIDTCSIPSMIAIFS001C al §2.5.1.8.3.2.4

**VERIFICA A SLE FESSURAZIONE, TENSIONI DI ESERCIZIO - RARA**

B	30 cm	Mmax	151,97 KNm
H	50 cm	Rck	40
c	4 cm	fck	33,2
d	46 cm	1,2xfctm	3,79 N/mm <sup>2</sup>
nbarre	5	fsd	374 N/mm <sup>2</sup>
dmedio	1,93 cm	fyk	430 N/mm <sup>2</sup>
c'	3,04 cm		
deff1	17,5 cm		
deff2	16,03 cm		
deff	16,0 cm		

determinazione $\varepsilon_{sm}$			
$\beta_1$	1	c	3,036672 cm
$\beta_2$	0,5	s	5,50 cm
$E_s$	206000 N/mm <sup>2</sup>	k2	0,4
		k3	0,125
$\varepsilon_{sm} =$	0,1111%	$\phi$	1,926655 cm
		n	5
$s_{rm} =$	10,352097	$A_s$	14,57699 cm <sup>2</sup>
		b	30 cm
		$A_{c,eff}$	481,01 cm <sup>2</sup>
		$\rho_r$	0,030305
determinazione $w_k$			
$w_k =$	0,196 mm	$w_{lim} =$	0,3 mm <b>OK</b>

#### 8.4.2 Verifica a taglio e torsione

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 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

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:

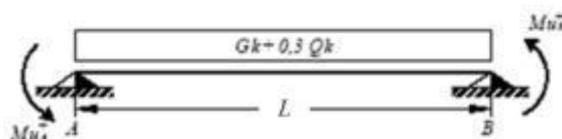
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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:

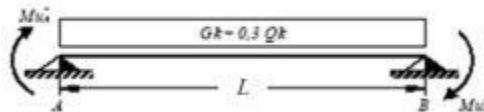


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

• **2° Schema:**



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

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

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

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:

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

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	54 DI 96

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

con:  $a_i = \sum A_i / u_m$

$a_s = A_s / s$

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

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti e torcenti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

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 ( $V_2=201.5$  kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 201.5 \text{ kN}$$

#### Staffe - Verifiche armatura TAGLIO E TORSIONE

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic. T
37 SLU	0.30	0.80	0.50	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	20154.40	2.01	40736.00	40736.00	40736.00	2.02
37 SLU	0.80	5.20	4.40	ø8/20 2 br.	5.03	0.30	16555.10	2.50	20313.30	35174.00	20313.30	1.23
17 SLU	5.20	5.70	0.50	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.30	18863.60	2.01	40736.00	40736.00	40736.00	2.16

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 80 cm dal filo esterno del pilastro, staffe  $\Phi 8 / 8$  cm, per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe  $\Phi 8 / 20$  cm.

### 8.4.3 Verifica limitazioni armatura

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:

$\rho = A_s / (bh)$  Rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

$\rho_{comp} = A_s' / (bh)$  Rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per gli elementi in esame l'armatura trasversale è costituita solo da staffe.

### Dati Geometrici

#### Trave:

Base	b=	30cm	ok
altezza	h=	50cm	ok
allargamento	dsx =	0cm	ok
allargamento	ddx =	0cm	ok
copriferro	c=	4cm	

Valori max	Limit. geometriche 7.4.6.1.1	
30cm	b ≥	20cm
120cm	b/h ≥	0,25
25cm	dsx ≤	h/2
25cm	ddx ≤	h/2

#### Pilastro:

Base	lp=	30cm
------	-----	------

### Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

Diametro min. armatura long.	16	≥ ϕ 14	D.M.(7.4.6.2.1)
------------------------------	----	--------	-----------------

Diametro staffe	8	≥ ϕ 6	D.M.(7.4.6.2.1)
-----------------	---	-------	-----------------

N° braccia staffe	2		
-------------------	---	--	--

### Armatura longitudinale

In campata	n°ferri_tesi	5	As=	14,58cm <sup>2</sup>	As=	14,58cm <sup>2</sup>
	n°ferri_comp.	2	A's=	6,28cm <sup>2</sup>	A's=	6,28cm <sup>2</sup>
zona critica	n°ferri_tesi	2	As=	6,28cm <sup>2</sup>	As=	6,28cm <sup>2</sup>
	n°ferri_comp.	5	A's=	14,58cm <sup>2</sup>	A's=	14,58cm <sup>2</sup>

### Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.1

In campata:	$\rho$ ; $\rho_{comp}$	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
	0,00972	4,7cm <sup>2</sup>	17,9cm <sup>2</sup>	$1.4/fyk < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/fyk))$	OK
	0,00419	3,6cm <sup>2</sup>		$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$	OK
zona critica:	0,00419	4,7cm <sup>2</sup>	26,2cm <sup>2</sup>	$1.4/fyk < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/fyk))$	OK
	0,00972	3,1cm <sup>2</sup>		$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$	OK

### Limitazioni Armatura longitudinale 4.1.6.1.1

	Arm. min.		Arm. max.	
In campata:	2,47cm <sup>2</sup>	OK	60,00cm <sup>2</sup>	OK
			60,00cm <sup>2</sup>	OK
zona critica:	2,47cm <sup>2</sup>	OK	60,00cm <sup>2</sup>	OK
			60,00cm <sup>2</sup>	OK

	<b>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</b>					
	<b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b>					
<b>FA04A - Relazione di calcolo strutturale</b>	<b>PROGETTO</b> IA5F	<b>LOTTO</b> 01	<b>CODIFICA</b> D 78 CL	<b>DOCUMENTO</b> FA04A0 001	<b>REV.</b> A	<b>FOGLIO</b> 56 DI 96

## 8.5 TRAVE 20X50

Si riportano di seguito le verifiche strutturali della trave in fondazione avente sezione rettangolare di dimensioni 20x50 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.

### 8.5.1 Verifica a flessione

Si riportano di seguito le verifiche a flessione, convenzione sui segni: compressione negativa (-), momento flettente che tende le fibre superiori negativo (-).

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale della trave:

#### 1) Zone d'appoggio:

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

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

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) sono state condotte con il supporto di un post processore.

Si esegue la verifica di una sola sezione in cui le sollecitazioni calcolate in appoggio sono invertite di segno.

### Travata 20x50

#### Simbologia

Caso	=Caso di verifica
Xg	=Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	=Combinazione delle condizioni di carico elementari
c	= momento fittizio in campata
a	= momento fittizio agli appoggi
TG	= taglio da gerarchia delle resistenze
TGND	= taglio non dissipativo limitante la gerarchia
T	= momento traslato per taglio
e	= eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
TCC	=Tipo di combinazione di carico
SLU	= Stato limite ultimo
SLU S	= Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	= Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	= Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	= Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	= Stato limite di danno
SLV	= Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	= Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	= Stato limite di operatività
SLU I	= Stato limite di resistenza al fuoco
SND	= Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
El	=Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	=Numero della sezione
Crit.	=Numero del criterio di progetto
X	=Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
AfE S	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	=Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	57 DI 96

AfEP S = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, superiore  
AfEP I = Area di ferro effettiva parziale presente nella CC considerata, per la sollecitazione indicata, inferiore  
My = Momento flettente intorno all'asse Y  
MRdy = Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y  
Sic. = Sicurezza a rottura  
 $\sigma_{fdd}$  = Tensione di distacco della fibra di estremità (modo 1)  
 $\Delta\%$  = Incremento percentuale sicurezza  
 $\sigma_f$  sup = Tensione nel ferro - superiore  
 $\sigma_f$  inf = Tensione nel ferro - inferiore  
 $\sigma_c$  = Tensione nel calcestruzzo  
X0 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto  
X1 = Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto  
Lung. = Lunghezza del tratto di progettazione  
Staff. = Staffatura adottata  
AfE St. = Area di ferro effettiva della staffatura (d'anima per travi a T o L)  
bw = Larghezza membratura resistente al taglio  
Vsdu = Taglio agente nella direzione del momento ultimo  
ctg $\theta$  = Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
VRsd = Taglio ultimo lato armatura  
VRcd = Taglio ultimo lato calcestruzzo  
Vrdu = Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo  
Sic.T = Sicurezza a rottura per taglio  
c = Ricoprimento dell'armatura  
s = Distanza minima tra le barre  
K3 = Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione  
s<sub>rm</sub> = Distanza media tra le fessure  
 $\Phi$  = Diametro della barra  
A<sub>s</sub> = Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace  
A<sub>c eff</sub> = Area di calcestruzzo efficace  
 $\sigma_s$  = Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata  
 $\sigma_{sr}$  = Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo  
 $\epsilon_{sm}$  = Deformazione unitaria media dell'armatura (\*1000)  
Wk = Apertura delle fessure  
Tipo = Tipologia  
2C = Doppia C lato labbri  
2Cdx = Doppia C lato costola  
2I = Doppia I  
2L = Doppia L lato labbri  
2Ldx = Doppia L lato costole  
C = Sezione a C  
Cdx = C destra  
Cir. = Circolare  
Cir.c = Circolare cava  
I = Sezione a I  
L = Sezione a L  
Ldx = L destra  
Om. = Omega  
Pg = Pi greco  
Pr = Poligono regolare  
Prc = Poligono regolare cavo  
Pc = Per coordinate  
Ia = Inerzie assegnate  
R = Rettangolare  
Rc = Rettangolare cava  
T = Sezione a T  
U = Sezione a U  
Ur = U rovescia  
V = Sezione a V  
Vr = V rovescia  
Z = Sezione a Z

**FA04A - Relazione di calcolo strutturale**

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL FA04A0 001 A 58 DI 96

Zdx = Z destra  
Ts = T stondata  
Ls = L stondata  
Cs = C stondata  
Is = I stondata  
Dis. = Disegnata

B = Base  
H = Altezza  
Cf sup = Copriferro superiore  
Cf inf = Copriferro inferiore  
Cls = Tipo di calcestruzzo  
Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo  
Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo  
Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo  
Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo  
Tp = Tipo di acciaio  
Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio  
Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
5R		20.00	50.00	4.10	4.10	C32/40	332.00	21.69	188.13	14.46	B450C	4500.00	3913.04

**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione**

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	AfEP S <cmq>	AfEP I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.30	32	SLU	1	30.00	4.02	4.02	4.02	4.02	-1338.67	-6881.51	5.141
2.96	32	SLU	4	38.50	4.02	4.02	4.02	4.02	2604.06	6881.51	2.643
7.70	1	SLV	10	-16.67	4.02	4.02	4.02	4.02	2002.13	6881.51	3.437

**Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali**

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	My <daNm>	σ <sub>f</sub> sup <daN/cm²>	σ <sub>f</sub> inf <daN/cm²>	σ <sub>c</sub> <daN/cm²>
0.30	36	SLE R	1	30.00	4.02	4.02	-895.75	533.08	-131.13	13.09
0.30	31	SLE Q	1	30.00	4.02	4.02	-432.57	257.43	-63.32	6.32
2.96	36	SLE R	4	38.50	4.02	4.02	1815.14	-265.72	1080.22	26.52
2.96	31	SLE Q	4	38.50	4.02	4.02	746.33	-109.25	444.15	10.90
7.70	36	SLE R	10	-16.67	4.02	4.02	1365.80	-199.94	812.81	19.95
7.70	31	SLE Q	10	-16.67	4.02	4.02	445.72	-65.25	265.25	6.51

**Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione**

Caso	Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	Crit.	X <cm>	My <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	S <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <daN/cm²>	σ <sub>sr</sub> <daN/cm²>	ε <sub>sm</sub>	W <sub>k</sub> <mm>
57	0.30	31	SLE Q	1	5	2	30.00	-432.57	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	257.43	2310.70	0.05	0.01
67	0.30	40	SLE F	1	5	2	30.00	-522.15	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	310.74	2310.70	0.06	0.02
149	2.96	31	SLE Q	4	5	2	38.50	746.33	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	444.15	2310.70	0.09	0.03
159	2.96	40	SLE F	4	5	2	38.50	947.63	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	563.95	2310.70	0.11	0.03
216	7.70	31	SLE Q	10	5	2	-16.67	445.72	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	265.25	2310.70	0.05	0.01
221	7.70	40	SLE F	10	5	2	-16.67	625.92	33.00	118.00	0.17	171.25	16.00	4.02	295.37	372.50	2310.70	0.07	0.02

### 8.5.2 Verifica a taglio e torsione

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 – 4.1.2.1.3.2):

$$V_{Rd} > V_d$$

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:

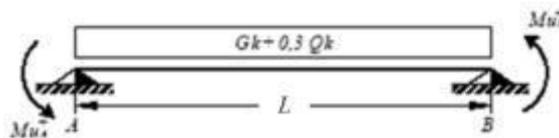
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

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:

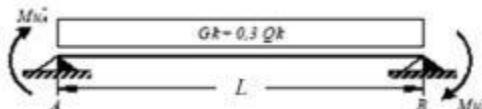


Il taglio è variabile linearmente lungo la trave ed è pari a:

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

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

#### • 2° Schema:



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

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

	Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale					
	NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA					
FA04A - Relazione di calcolo strutturale	PROGETTO IA5F	LOTTO 01	CODIFICA D 78 CL FA04A0 001	DOCUMENTO	REV. A	FOGLIO 60 DI 96

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

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.

Si riporta di seguito un prospetto riepilogativo con i valori delle sollecitazioni taglianti e torcenti ottenute seguendo la metodologia descritta e riportata negli schemi precedenti:

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 ( $V_2=39.5$  kN) si procede alla verifica di resistenza considerando il seguente valore del taglio massimo:

$$V_{Ed-max} = 39.5 \text{ kN}$$

**Staffe - Verifiche armatura**

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cmq/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.T
13 SLV	0.15	0.65	0.50	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.20	2378.97	1.68	34147.80	34147.80	34147.80	14.35
32 SLU	0.65	7.35	6.70	ø8/32 2 br.	3.14	0.20	2605.74	2.50	12695.80	26799.30	12695.80	4.87
32 SLU	7.35	7.85	0.50	ø8/ 8 2 br.	12.57	0.20	3954.05	1.68	34147.80	34147.80	34147.80	8.64

Si adatteranno nelle zone d'appoggio, per un tratto pari ad 80 cm dal filo esterno del pilastro, staffe Φ8/ 8 cm, per il rispetto dei limiti normativi, mentre nelle zone centrali di campata staffe Φ8 / 32 cm.

**8.5.3 Verifica limitazioni armatura**

In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A<sub>s</sub> o quella al lembo inferiore della sezione A<sub>i</sub>, deve essere compreso entro i seguenti limiti:

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

dove:

$$\rho = A_s / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura tesa

$$\rho_{comp} = A_s' / (bh)$$

Rapporto geometrico relativo all'armatura compressa

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Per gli elementi in esame l'armatura trasversale è costituita solo da staffe.

**Dati Geometrici**
**Trave:**

Base	b=	20cm	ok
altezza	h=	50cm	
allargamento	dsx =	0cm	
allargamento	ddx =	0cm	
copriferro		c=	4cm

**Pilastro:**

Base	lp=	30cm
------	-----	------

Valori max	Limit. geometriche 7.4.6.1.1	
30cm	b ≥ 20cm	b ≤ 2lp
80cm	b/h ≥ 0,25	
25cm	dsx ≤ h/2	
25cm	ddx ≤ h/2	

### Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$

fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

Diametro min. armatura long. 16  $\geq \phi 14$  D.M.(7.4.6.2.1)

Diametro staffe 8  $\geq \phi 6$  D.M.(7.4.6.2.1)

N° braccia staffe 2

### Armatura longitudinale

In campata	n°ferri_tesi	2	As=	4,02cm <sup>2</sup>	As=	4,02cm <sup>2</sup>
	n°ferri_comp.	2	A's=	4,02cm <sup>2</sup>	A's=	4,02cm <sup>2</sup>
zona critica	n°ferri_tesi	2	As=	4,02cm <sup>2</sup>	As=	4,02cm <sup>2</sup>
	n°ferri_comp.	2	A's=	4,02cm <sup>2</sup>	A's=	4,02cm <sup>2</sup>

### Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.1

In campata:	$\rho$ ; $\rho_{comp}$	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
	0,00402	3,1cm <sup>2</sup>	11,8cm <sup>2</sup>	$1.4/fyk < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/fyk))$	OK
	0,00402	1,0cm <sup>2</sup>		$\rho_{comp} \geq 0,25\rho$	OK
zona critica:	0,00402	3,1cm <sup>2</sup>	11,8cm <sup>2</sup>	$1.4/fyk < \rho < (\rho_{comp} + (3.5/fyk))$	OK
	0,00402	2,0cm <sup>2</sup>		$\rho_{comp} \geq 0,5\rho$	OK

### Limitazioni Armatura longitudinale 4.1.6.1.1

	Arm. min.		Arm. max.	
In campata:	1,65cm <sup>2</sup>	OK	40,00cm <sup>2</sup>	OK
			40,00cm <sup>2</sup>	OK
zona critica:	1,65cm <sup>2</sup>	OK	40,00cm <sup>2</sup>	OK
			40,00cm <sup>2</sup>	OK

## 8.6 PILASTRI (30X60)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri d'angolo aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x60 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

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 (4.1.2.1.7-NTC2018):

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

dove:

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

$C = 1,7 - r_m$  dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$  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:

### SNELLEZZA LIMITE PILASTRI

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

NED =	109370	N
B=	300	mm
H=	600	mm
fcd=	15,867	N/mm <sup>2</sup>

$\nu$  0,0383

C 1,782

Mtesta	10660000	Nxmm
Mpiede	130160000	Nxmm
$r_m$	0,0819	

$\lambda$  limite 140,228

### SNELLEZZA PILASTRO

J min 1350000000 mm<sup>4</sup>

$\rho$  min 86,603 mm

$\beta$	1
L0	4000 mm

$\lambda$  pilastro 46,188

La verifica risulta soddisfatta.

Per quanto concerne le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  di seguito definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale agente;

$d_r$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano;

V è la forza orizzontale totale agente;

h è l'altezza dell'elemento.

Si riporta di seguito la verifica delle non linearità geometriche facendo riferimento alle combinazioni di carico che producono lo spostamento orizzontale maggiore SLD\_Y.

$d_r = 0,0046$  m;

h = 4,00 m;

Per la combinazione massima si ha che:

P = -970.2 kN

V = 97.0 kN

$\theta = 0,0115 < 0.1$

### 8.6.1 Verifica a flessione

Nelle tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni ottenute agli SLU statico e simico ed agli SLE (rara, frequente e quasi permanente).

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
17	SLU	0.00	-111.672	10.969	34.655	4.850	-13.454	0.030
17	SLU	4.00	-88.272	10.969	78.529	4.850	5.948	0.030
18	SLU	0.00	-107.520	10.161	33.978	4.796	-13.256	0.030
18	SLU	4.00	-84.120	10.161	74.620	4.796	5.929	0.030
24	SLU	0.00	-109.637	24.233	26.457	-19.372	6.836	0.342
24	SLU	4.00	-86.237	3.233	81.387	19.388	6.867	0.342
25	SLU	0.00	-105.485	23.424	25.780	-19.427	7.034	0.342
25	SLU	4.00	-82.085	2.425	77.478	19.334	6.847	0.342
26	SLU	0.00	-110.451	18.927	29.736	-9.683	-1.280	0.217
26	SLU	4.00	-87.051	6.327	80.244	13.573	6.499	0.217
27	SLU	0.00	-106.299	18.119	29.059	-9.737	-1.082	0.217
27	SLU	4.00	-82.899	5.519	76.335	13.519	6.480	0.217
37	SLU	0.00	-132.192	47.147	-30.896	8.074	-20.828	0.449
37	SLU	4.00	-108.792	35.147	133.692	8.074	11.469	0.449
38	SLU	0.00	-128.040	46.339	-31.573	8.020	-20.630	0.449
38	SLU	4.00	-104.640	34.339	129.782	8.020	11.450	0.449
39	SLU	0.00	-123.984	32.676	-4.676	6.785	-17.878	0.281
39	SLU	4.00	-100.584	25.476	111.627	6.785	9.260	0.281

40	SLU	0.00	-119.832	31.868	-5.353	6.730	-17.681	0.281
40	SLU	4.00	-96.432	24.668	107.717	6.730	9.241	0.281

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
19	SLE R	0.00	-81.112	7.710	24.848	3.457	-9.619	0.021
19	SLE R	4.00	-63.112	7.710	55.690	3.457	4.207	0.021
20	SLE R	0.00	-78.344	7.172	24.397	3.420	-9.487	0.021
20	SLE R	4.00	-60.344	7.172	53.084	3.420	4.194	0.021
28	SLE R	0.00	-79.755	16.553	19.383	-12.692	3.908	0.228
28	SLE R	4.00	-61.755	2.553	57.596	13.148	4.820	0.228
29	SLE R	0.00	-76.987	16.015	18.931	-12.728	4.040	0.228
29	SLE R	4.00	-58.987	2.014	54.989	13.112	4.807	0.228
30	SLE R	0.00	-80.298	13.016	21.569	-6.233	-1.503	0.145
30	SLE R	4.00	-62.298	4.616	56.833	9.271	4.575	0.145
31	SLE R	0.00	-77.530	12.477	21.117	-6.269	-1.371	0.145
31	SLE R	4.00	-59.530	4.077	54.227	9.235	4.562	0.145
41	SLE R	0.00	-94.792	31.829	-18.852	5.606	-14.535	0.300
41	SLE R	4.00	-76.792	23.829	92.465	5.606	7.888	0.300
42	SLE R	0.00	-92.025	31.291	-19.304	5.569	-14.403	0.300
42	SLE R	4.00	-74.025	23.291	89.859	5.569	7.875	0.300
43	SLE R	0.00	-89.320	22.182	-1.372	4.746	-12.568	0.188
43	SLE R	4.00	-71.320	17.382	77.755	4.746	6.416	0.188
44	SLE R	0.00	-86.552	21.643	-1.824	4.710	-12.436	0.188
44	SLE R	4.00	-68.552	16.843	75.149	4.710	6.403	0.188

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
21	SLE F	0.00	-65.767	4.724	22.345	3.256	-8.887	0.021
21	SLE F	4.00	-47.767	4.724	41.240	3.256	4.136	0.021
22	SLE F	0.00	-65.767	4.724	22.345	3.256	-8.887	0.021
22	SLE F	4.00	-47.767	4.724	41.240	3.256	4.136	0.021
32	SLE F	0.00	-65.495	6.492	21.252	0.026	-6.182	0.062
32	SLE F	4.00	-47.495	3.692	41.622	5.194	4.259	0.062
33	SLE F	0.00	-65.495	6.492	21.252	0.026	-6.182	0.062
33	SLE F	4.00	-47.495	3.692	41.622	5.194	4.259	0.062
34	SLE F	0.00	-65.767	4.724	22.345	3.256	-8.887	0.021
34	SLE F	4.00	-47.767	4.724	41.240	3.256	4.136	0.021
35	SLE F	0.00	-65.767	4.724	22.345	3.256	-8.887	0.021
35	SLE F	4.00	-47.767	4.724	41.240	3.256	4.136	0.021
45	SLE F	0.00	-68.503	9.548	13.605	3.686	-9.870	0.076
45	SLE F	4.00	-50.503	7.948	48.596	3.686	4.873	0.076
46	SLE F	0.00	-68.503	9.548	13.605	3.686	-9.870	0.076
46	SLE F	4.00	-50.503	7.948	48.596	3.686	4.873	0.076

47	SLE F	0.00	-65.767	4.724	22.345	3.256	-8.887	0.021
47	SLE F	4.00	-47.767	4.724	41.240	3.256	4.136	0.021
48	SLE F	0.00	-65.767	4.724	22.345	3.256	-8.887	0.021
48	SLE F	4.00	-47.767	4.724	41.240	3.256	4.136	0.021

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
23	SLE Q	0.00	-62.622	4.112	21.832	3.215	-8.737	0.021
23	SLE Q	4.00	-44.622	4.112	38.280	3.215	4.122	0.021
36	SLE Q	0.00	-62.622	4.112	21.832	3.215	-8.737	0.021
36	SLE Q	4.00	-44.622	4.112	38.280	3.215	4.122	0.021
49	SLE Q	0.00	-62.622	4.112	21.832	3.215	-8.737	0.021
49	SLE Q	4.00	-44.622	4.112	38.280	3.215	4.122	0.021

## Pilastrini di spigolo

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale del pilastro:

- Armatura d'angolo 4  $\Phi$  20
- Armatura interne lato lungo 2+2  $\Phi$  16

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di incastro e di campata sono state condotte con il supporto di un post processore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

Essendo i pilastri orientati in maniera diversa sono state eseguite le verifiche coerentemente con l'orientamento degli assi locali definiti nel modello di calcolo.

## Pilastrata n. 1

Nodi: 1 4

### Simbologia

Xg	=	Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica
CC	=	Combinazione delle condizioni di carico elementari
e	=	eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione
$\alpha$	=	amplificazione per gerarchia delle resistenze
TG	=	taglio da gerarchia delle resistenze
TCC	=	Tipo di combinazione di carico
SLU	=	Stato limite ultimo
SLU S	=	Stato limite ultimo (azione sismica)
SLE R	=	Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLE F	=	Stato limite d'esercizio, combinazione frequente
SLE Q	=	Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente
SLD	=	Stato limite di danno
SLV	=	Stato limite di salvaguardia della vita
SLC	=	Stato limite di prevenzione del collasso
SLO	=	Stato limite di operatività
SLU I	=	Stato limite di resistenza al fuoco

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

E1	= Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	= Numero della sezione
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
N	= Sforzo normale
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
My ver.	= Momento flettente di verifica intorno all'asse Y
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
S <sub>tm</sub>	= Distanza media tra le fessure
Φ	= Diametro della barra
A <sub>s</sub>	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A <sub>c eff</sub>	= Area di calcestruzzo efficace
σ <sub>s</sub>	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ <sub>sr</sub>	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε <sub>sm</sub>	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
M	= Momento flettente
MRd	= Momento resistente allo stato limite ultimo
μΦ	= Valore di progetto della duttilità di curvatura
Mz ver.	= Momento flettente di verifica intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
MRdz	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
α	= Angolo asse neutro a rottura
ε <sub>y</sub>	= Deformazione nell'acciaio (*1000)
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
σ <sub>c</sub>	= Tensione nel calcestruzzo
σ <sub>f</sub>	= Tensione nel ferro
X0	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Staff.	= Staffatura adottata
Br <sub>y</sub>	= Numero bracci in dir. Y locale
Br <sub>z</sub>	= Numero bracci in dir. Z locale
bw <sub>y</sub>	= Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Y
Vsdu <sub>y</sub>	= Taglio agente in dir. Y
ctgθ <sub>y</sub>	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Y
VRsd <sub>y</sub>	= Taglio ultimo lato armatura in dir. Y
VRcd <sub>y</sub>	= Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Y
bw <sub>z</sub>	= Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Z
Vsdu <sub>z</sub>	= Taglio agente in dir. Z
ctgθ <sub>z</sub>	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Z
VRsd <sub>z</sub>	= Taglio ultimo lato armatura in dir. Z
VRcd <sub>z</sub>	= Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Z
Sic.T	= Sicurezza a rottura per taglio
Nodo	= Numero del nodo
Conf.	= Nodo confinato
	S = Sì
	N = No
F.	= Identificativo faccia del nodo

	Y+ = Faccia sul lato positivo Y locale pilastro
	Z+ = Faccia sul lato positivo Z locale pilastro
	Y- = Faccia sul lato negativo Y locale pilastro
	Z- = Faccia sul lato negativo Z locale pilastro
Mod.	= Modalità di verifica faccia
	I = Interna
	E = Esterna
Br.	= Numero bracci
As1	= Area di ferro superiore delle travi incidenti sulla faccia
As2	= Area di ferro inferiore delle travi incidenti sulla faccia
Bj	= Larghezza effettiva utile del nodo
Hjc	= Distanza tra armature pilastro
Hjw	= Distanza tra armature trave
Ash	= Area totale della sezione della staffa
Vc	= Taglio nel pilastro al di sopra del nodo
Vjbd	= Taglio agente nel nucleo di calcestruzzo [7.4.6/7]
vd <sub>s</sub>	= Sforzo normale normalizzato del pilastro superiore (%)
vd <sub>i</sub>	= Sforzo normale normalizzato del pilastro inferiore (%)
VjbR	= Resistenza a compressione del nucleo di calcestruzzo [7.4.8]
Afni	= Azione di fessurazione sul nodo integro [7.4.10]
Rfni	= Resistenza a fessurazione nodo integro [7.4.10]
Vjwd	= Azione agente di trazione diagonale [7.4.11/12]
VjwR	= Resistenza a trazione diagonale [7.4.11/12]
Tipo	= Tipologia
	2C = Doppia C lato labbri
	2Cdx = Doppia C lato costola
	2I = Doppia I
	2L = Doppia L lato labbri
	2Ldx = Doppia L lato costole
	C = Sezione a C
	Cdx = C destra
	Cir. = Circolare
	Cir.c = Circolare cava
	I = Sezione a I
	L = Sezione a L
	Ldx = L destra
	Om. = Omega
	Pg = Pi greco
	Pr = Poligono regolare
	Prc = Poligono regolare cavo
	Pc = Per coordinate
	Ia = Inerzie assegnate
	R = Rettangolare
	Rc = Rettangolare cava
	T = Sezione a T
	U = Sezione a U
	Ur = U rovescia
	V = Sezione a V
	Vr = V rovescia
	Z = Sezione a Z
	Zdx = Z destra
	Ts = T stondata
	Ls = L stondata
	Cs = C stondata
	Is = I stondata

Dis. = Disegnata

B = Base

H = Altezza

Cf = Copriferro

Cls = Tipo di calcestruzzo

Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo

Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo

Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

Tp = Tipo di acciaio

Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fcd <daN/cm <sup>2</sup> >	Fctd <daN/cm <sup>2</sup> >	Tp	Fyk <daN/cm <sup>2</sup> >	Fyd <daN/cm <sup>2</sup> >
4R		60.00	30.00	3.80	C32/40	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	α <grad>	ε <sub>y</sub>	Sic.
0.50	13	SLV	1	4	50.00	-4064.17	-1380.56		7590.12		-4064.17	-3616.95	20471.20	118.13	8.86	2.695
0.50	13	SLV	1	4	50.00	-4064.17	-1380.56		7590.12		-4064.17	-3616.95	20471.20	118.13	8.86	2.695
3.90	37	SLU	1	4	390.00	-10937.70	1066.14		13016.20		-10937.70	2076.00	22791.10	73.13	9.80	1.752

**Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ <sub>c</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >	σ <sub>f</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >
0.50	19	SLE R	1	4	50.00	-7886.23	2870.34	-789.05	12.31	8.29	33.06	504.60
0.50	23	SLE Q	1	4	50.00	-6037.24	2388.79	-713.00	12.31	8.29	28.56	458.60
0.50	19	SLE R	1	4	50.00	-7886.23	2870.34	-789.05	12.31	8.29	33.06	504.60
0.50	23	SLE Q	1	4	50.00	-6037.24	2388.79	-713.00	12.31	8.29	28.56	458.60
3.90	41	SLE R	1	4	390.00	-7724.24	9007.23	732.74	12.31	8.29	77.79	1998.34
3.90	23	SLE Q	1	4	390.00	-4507.24	3786.85	380.04	12.31	8.29	34.00	792.21

**Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>sm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cm <sup>2</sup> >	A <sub>c eff</sub> <cm <sup>2</sup> >	σ <sub>s</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >	σ <sub>s z</sub> <daN/cm <sup>2</sup> >	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
0.50	23	SLE Q	1	4	50.00	-6037.24	-713.00	2388.79	29.00	174.68	0.13	183.16	20.00	10.30	929.71	458.60	1124.31	0.09	0.03
0.50	23	SLE Q	1	4	50.00	-6037.24	-713.00	2388.79	29.00	174.68	0.13	183.16	20.00	10.30	929.71	458.60	1124.31	0.09	0.03
3.90	23	SLE Q	1	4	390.00	-4507.24	380.04	3786.85	29.00	174.68	0.13	184.78	20.00	12.31	1131.13	792.21	1504.19	0.15	0.05

**Staffe - Verifiche armatura**

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	Br <sub>y</sub>	Br <sub>z</sub>	CC	TCC	b <sub>w,y</sub> <cm>	Vsdu <sub>y</sub> <daN>	ctgθ <sub>y</sub>	VRsd <sub>y</sub> <daN>	VRcd <sub>y</sub> <daN>	b <sub>w,z</sub> <cm>	Vsdu <sub>z</sub> <daN>	ctgθ <sub>z</sub>	VRsd <sub>z</sub> <daN>	VRcd <sub>z</sub> <daN>	Sic. T
0.50	1.10	ø8/12	2	2	25	SLU	0.30	2079.95	2.50	41378.90	44478.50	0.60	1458.15	2.50	19251.10	41386.40	13.20
0.50	1.10	ø8/12	2	2	37	SLU	0.30	4564.70	2.50	41378.90	44866.00	0.60	807.42	2.50	19251.10	41747.00	9.06
0.50	1.10	ø8/12	2	2	9 (TG)	SLV	0.30	6752.88	2.50	41378.90	43833.60	0.60	6233.72	2.50	19251.10	40786.30	3.09
0.50	1.10	ø8/12	2	2	15 (TG)	SLV	0.30	14467.30	2.50	41378.90	43811.40	0.60	722.43	2.50	19251.10	40765.70	2.86
1.10	3.30	ø8/18	2	2	24	SLU	0.30	1845.76	2.50	27585.90	44487.80	0.60	1260.48	2.50	12834.10	41395.10	10.18
1.10	3.30	ø8/18	2	2	37	SLU	0.30	4384.70	2.50	27585.90	44815.10	0.60	807.42	2.50	12834.10	41699.60	6.29
1.10	3.30	ø8/18	2	2	9 (TG)	SLV	0.30	6752.88	2.50	27585.90	43833.60	0.60	6233.72	2.50	12834.10	40786.30	2.06



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL FA04A0 001 A 70 DI 96

1.10	3.30	ø8/18	2	2	15 (TG)	SLV	0.30	14467.30	2.50	27585.90	43811.40	0.60	722.43	2.50	12834.10	40765.70	1.91
3.30	3.90	ø8/12	2	2	24	SLU	0.30	690.76	2.50	41378.90	44301.10	0.60	1841.88	2.50	19251.10	41221.30	10.45
3.30	3.90	ø8/12	2	2	37	SLU	0.30	3724.70	2.50	41378.90	44628.30	0.60	807.42	2.50	19251.10	41525.80	11.11
3.30	3.90	ø8/12	2	2	9 (TG)	SLV	0.30	6752.88	2.50	41378.90	43833.60	0.60	6233.72	2.50	19251.10	40786.30	3.09
3.30	3.90	ø8/12	2	2	15 (TG)	SLV	0.30	14467.30	2.50	41378.90	43811.40	0.60	722.43	2.50	19251.10	40765.70	2.86

#### Caratteristiche nodi trave-pilastro

Nodo	Conf.	Staff.	F.	Mod.	Br.	As1 <cmq>	As2 <cmq>	Bj <m>	Hjc <m>	Hjw <m>	Ash <cmq>
4N		ø8/10	Y+	E	2	6.28	14.58	0.30	0.52	0.42	5.03
			Z-	E	2	4.02	4.02	0.45	0.22	0.32	4.02

#### Verifiche nodi trave-pilastro

Nodo	F.	CC	TCC	Vc <daN>	Vjbd <daN>	vd <sub>s</sub>	vd <sub>i</sub>	VjbR <daN>	Afni <daN/mq>	Rfni <daN/mq>	Vjwd <daN>	VjwR <daN>
4Y+	1	SLV		0.00	27045.00	0.00	1.08	109780.00	91424.20	156851.00	---	---
	Z-	1	SLV	0.00	17308.80	0.00	1.08	70393.00	90572.90	109960.00	---	---

### 8.6.2 Verifica limitazioni armatura

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

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- 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:

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

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- 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:
  - 1/2 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")
- li devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

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

Nel caso specifico risulta:

- Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione  
Nella quale  $n_{st}$  e  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:
  - se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
  - se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

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  $A_c$ ;

dove:

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

$A_c$  è l'area di calcestruzzo;

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

Nel caso in esame risulta:

#### Dati Geometrici

Pilastro:	Base	b=	30,0cm
	Altezza sez.	h=	60,0cm
	Copriferro	c=	3,0cm
	Altezza pil.	h <sub>p</sub> =	400,0cm
	Altezza libera	h <sub>l</sub> =	400,0cm

OK

Lim. Geom. 7.4.6.1.2	
b ≥	25cm

#### Est. zone critiche 7.4.6.1.2

h	60,0cm
h/6	66,7cm
45 cm	45,0cm
h <sub>l</sub> se h <sub>l</sub> < 3xh	0
<b>Lc=</b>	<b>66,7cm</b>

### Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)	$R_{ck} = 40$ N/mm <sup>2</sup>
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)	

fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

Diametro armatura long.	20	$\geq \Phi 12$	
Diametro staffe	8	$\geq \Phi 6$	OK $\geq (1/4)\Phi_{long}$

### Armatura longitudinale

n°ferri "b"	n°ferri "h"	n°ferri_tot =	8
4	8	As+A's=	22,75cm <sup>2</sup>
<i>tot sui due lati</i>	<i>tot sui due lati</i>		

#### Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.2

$\rho$	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
1,26%	18,0cm <sup>2</sup>	72,00cm <sup>2</sup>	1% $\leq \rho \leq$ 4%	OK

#### Limitazioni Armatura longitudinale 4.1.6.1.2

Arm. min.	Arm. max.	
5,4	72	OK

Inter. Ferri "b"	24,0cm	OK	$\leq 25$	OK	$\leq 12 * \Phi_{long}$	24
Inter. Ferri "h"	18,0cm	OK	$\leq 25$	OK	$\leq 12 * \Phi_{long}$	24

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

## 8.7 PILASTRI (30X60)

Si riportano di seguito le verifiche strutturali dei pilastri interni aventi sezione rettangolare di dimensioni 30x60 cm. Le verifiche saranno condotte per i differenti stati limite ed in corrispondenza delle sezioni maggiormente sollecitate dell'elemento per effetto delle combinazioni di carico più gravose.

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 (4.1.2.1.7-NTC2018):

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

dove:

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

$C = 1,7 - r_m$  dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine;

$r_m = M_{01} / M_{02}$  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:

### SNELLEZZA LIMITE PILASTRI

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

NED =	109370	N
B=	300	mm
H=	600	mm
fcd=	15,867	N/mm <sup>2</sup>

$\nu$  0,0383

C 1,782

Mtesta	10660000	Nxmm
Mpiede	130160000	Nxmm
$r_m$	0,0819	

$\lambda$  limite 140,228

### SNELLEZZA PILASTRO

J min 1350000000 mm<sup>4</sup>

$\rho$  min 86,603 mm

$\beta$	1
L0	4000 mm

$\lambda$  pilastro 46,188

La verifica risulta soddisfatta.

Per quanto concerne le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  di seguito definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0.1$$

dove:

P è il carico verticale totale agente;

$d_r$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano;

V è la forza orizzontale totale agente;

h è l'altezza dell'elemento.

Si riporta di seguito la verifica delle non linearità geometriche facendo riferimento alle combinazioni di carico che producono lo spostamento orizzontale maggiore SLD\_Y.

$d_r=0,0046$  m;

h=4,00 m;

Per la combinazione massima si ha che:

P= -970.2 kN

V= 97.0 kN

$\theta =0,0115 < 0.1$

### 8.7.1 Verifica a flessione

Nelle tabelle seguenti sono riportate le sollecitazioni ottenute agli SLU statico e simico ed agli SLE (rara, frequente e quasi permanente).

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
17	SLU	0.00	-255.276	-34.099	28.754	-2.194	2.190	0.030
17	SLU	4.00	-231.876	-34.099	-107.643	-2.194	-6.584	0.030
18	SLU	0.00	-243.849	-32.064	26.587	-2.254	2.431	0.030
18	SLU	4.00	-220.449	-32.064	-101.669	-2.254	-6.586	0.030
24	SLU	0.00	-253.106	-34.254	29.620	-16.907	29.365	0.342
24	SLU	4.00	-229.706	-34.254	-107.395	-8.507	-21.464	0.342
25	SLU	0.00	-241.679	-32.218	27.453	-16.968	29.607	0.342
25	SLU	4.00	-218.279	-32.218	-101.420	-8.568	-21.465	0.342
26	SLU	0.00	-253.974	-34.192	29.274	-11.022	18.495	0.217
26	SLU	4.00	-230.574	-34.192	-107.494	-5.982	-15.512	0.217
27	SLU	0.00	-242.547	-32.157	27.107	-11.082	18.736	0.217
27	SLU	4.00	-219.147	-32.157	-101.520	-6.042	-15.514	0.217
37	SLU	0.00	-253.972	-8.206	-9.015	-4.077	6.871	0.449
37	SLU	4.00	-230.572	-32.206	-89.838	-4.077	-9.435	0.449
38	SLU	0.00	-242.545	-6.170	-11.182	-4.137	7.112	0.449
38	SLU	4.00	-219.145	-30.170	-83.863	-4.137	-9.436	0.449
39	SLU	0.00	-254.494	-18.563	6.093	-3.323	4.999	0.281
39	SLU	4.00	-231.093	-32.963	-96.960	-3.323	-8.295	0.281

40	SLU	0.00	-243.066	-16.528	3.926	-3.384	5.240	0.281
40	SLU	4.00	-219.666	-30.928	-90.986	-3.384	-8.296	0.281

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
19	SLE R	0.00	-182.494	-23.943	20.123	-1.513	1.375	0.021
19	SLE R	4.00	-164.494	-23.943	-75.647	-1.513	-4.679	0.021
20	SLE R	0.00	-174.876	-22.586	18.679	-1.554	1.536	0.021
20	SLE R	4.00	-156.876	-22.586	-71.664	-1.554	-4.680	0.021
28	SLE R	0.00	-181.048	-24.045	20.701	-11.323	19.492	0.228
28	SLE R	4.00	-163.048	-24.045	-75.481	-5.723	-14.598	0.228
29	SLE R	0.00	-173.429	-22.689	19.256	-11.363	19.653	0.228
29	SLE R	4.00	-155.429	-22.689	-71.498	-5.763	-14.600	0.228
30	SLE R	0.00	-181.626	-24.004	20.470	-7.399	12.245	0.145
30	SLE R	4.00	-163.626	-24.004	-75.547	-4.039	-10.631	0.145
31	SLE R	0.00	-174.008	-22.647	19.025	-7.439	12.406	0.145
31	SLE R	4.00	-156.008	-22.647	-71.564	-4.079	-10.632	0.145
41	SLE R	0.00	-181.624	-6.680	-5.056	-2.769	4.496	0.300
41	SLE R	4.00	-163.624	-22.680	-63.776	-2.769	-6.579	0.300
42	SLE R	0.00	-174.006	-5.323	-6.501	-2.809	4.657	0.300
42	SLE R	4.00	-156.006	-21.323	-59.793	-2.809	-6.580	0.300
43	SLE R	0.00	-181.972	-13.585	5.016	-2.267	3.247	0.188
43	SLE R	4.00	-163.972	-23.185	-68.524	-2.267	-5.819	0.188
44	SLE R	0.00	-174.354	-12.228	3.571	-2.307	3.408	0.188
44	SLE R	4.00	-156.354	-21.828	-64.541	-2.307	-5.820	0.188

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
21	SLE F	0.00	-140.260	-16.420	12.113	-1.738	2.267	0.021
21	SLE F	4.00	-122.260	-16.420	-53.566	-1.738	-4.684	0.021
22	SLE F	0.00	-140.260	-16.420	12.113	-1.738	2.267	0.021
22	SLE F	4.00	-122.260	-16.420	-53.566	-1.738	-4.684	0.021
32	SLE F	0.00	-139.970	-16.440	12.229	-3.700	5.891	0.062
32	SLE F	4.00	-121.970	-16.440	-53.532	-2.580	-6.668	0.062
33	SLE F	0.00	-139.970	-16.440	12.229	-3.700	5.891	0.062
33	SLE F	4.00	-121.970	-16.440	-53.532	-2.580	-6.668	0.062
34	SLE F	0.00	-140.260	-16.420	12.113	-1.738	2.267	0.021
34	SLE F	4.00	-122.260	-16.420	-53.566	-1.738	-4.684	0.021
35	SLE F	0.00	-140.260	-16.420	12.113	-1.738	2.267	0.021
35	SLE F	4.00	-122.260	-16.420	-53.566	-1.738	-4.684	0.021
45	SLE F	0.00	-140.086	-12.967	7.077	-1.989	2.891	0.076
45	SLE F	4.00	-122.086	-16.167	-51.191	-1.989	-5.064	0.076
46	SLE F	0.00	-140.086	-12.967	7.077	-1.989	2.891	0.076
46	SLE F	4.00	-122.086	-16.167	-51.191	-1.989	-5.064	0.076

47	SLE F	0.00	-140.260	-16.420	12.113	-1.738	2.267	0.021
47	SLE F	4.00	-122.260	-16.420	-53.566	-1.738	-4.684	0.021
48	SLE F	0.00	-140.260	-16.420	12.113	-1.738	2.267	0.021
48	SLE F	4.00	-122.260	-16.420	-53.566	-1.738	-4.684	0.021

CC	TCC	X <m>	N <kN>	Ty <kN>	Mz <kNm>	Tz <kN>	My <kNm>	Mx <kNm>
23	SLE Q	0.00	-131.605	-14.878	10.472	-1.784	2.450	0.021
23	SLE Q	4.00	-113.605	-14.878	-49.041	-1.784	-4.685	0.021
36	SLE Q	0.00	-131.605	-14.878	10.472	-1.784	2.450	0.021
36	SLE Q	4.00	-113.605	-14.878	-49.041	-1.784	-4.685	0.021
49	SLE Q	0.00	-131.605	-14.878	10.472	-1.784	2.450	0.021
49	SLE Q	4.00	-113.605	-14.878	-49.041	-1.784	-4.685	0.021

### Pilastrini interni

In funzione delle sollecitazioni si è dimensionata opportunamente l'armatura longitudinale del pilastro:

- Armatura d'angolo 4  $\Phi$  20
- Armatura interne lato lungo 2+2  $\Phi$  16

Le verifiche di resistenza a flessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) per le sezioni di incastro e di campata sono state condotte con il supporto di un post processore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

Essendo i pilastrini orientati in maniera diversa sono state eseguite le verifiche coerentemente con l'orientamento degli assi locali definiti nel modello di calcolo.

### Pilastrata n. 15

Nodi: 16 15

#### Simbologia

Xg = Coordinata progressiva (dal primo nodo) in cui viene effettuato il progetto/verifica  
 CC = Combinazione delle condizioni di carico elementari  
 e = eccentricità aggiuntiva in caso di compressione o pressoflessione  
 $\alpha$  = amplificazione per gerarchia delle resistenze  
 TG = taglio da gerarchia delle resistenze  
 TCC = Tipo di combinazione di carico  
 SLU = Stato limite ultimo  
 SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica)  
 SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara  
 SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente  
 SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente  
 SLD = Stato limite di danno  
 SLV = Stato limite di salvaguardia della vita  
 SLC = Stato limite di prevenzione del collasso  
 SLO = Stato limite di operatività  
 SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco

SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)

E1	= Elemento (asta) in cui viene effettuato il progetto/verifica (progressivo sul numero di aste)
Sez.	= Numero della sezione
X	= Coordinata progressiva rispetto al nodo iniziale
N	= Sforzo normale
Mz	= Momento flettente intorno all'asse Z
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
My ver.	= Momento flettente di verifica intorno all'asse Y
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
S <sub>tm</sub>	= Distanza media tra le fessure
Φ	= Diametro della barra
A <sub>s</sub>	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A <sub>c eff</sub>	= Area di calcestruzzo efficace
σ <sub>s</sub>	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ <sub>sr</sub>	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε <sub>sm</sub>	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
M	= Momento flettente
MRd	= Momento resistente allo stato limite ultimo
μΦ	= Valore di progetto della duttilità di curvatura
Mz ver.	= Momento flettente di verifica intorno all'asse Z
Nu	= Sforzo normale ultimo
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
MRdz	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Z
α	= Angolo asse neutro a rottura
ε <sub>y</sub>	= Deformazione nell'acciaio (*1000)
Sic.	= Sicurezza a rottura
AfT	= Area di ferro tesa
AfC	= Area di ferro compressa
σ <sub>c</sub>	= Tensione nel calcestruzzo
σ <sub>f</sub>	= Tensione nel ferro
X0	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) dell'inizio del tratto
X1	= Coordinata progressiva (dal nodo iniziale) della fine del tratto
Staff.	= Staffatura adottata
Br <sub>y</sub>	= Numero bracci in dir. Y locale
Br <sub>z</sub>	= Numero bracci in dir. Z locale
bw <sub>y</sub>	= Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Y
Vsdu <sub>y</sub>	= Taglio agente in dir. Y
ctgθ <sub>y</sub>	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Y
VRsd <sub>y</sub>	= Taglio ultimo lato armatura in dir. Y
VRcd <sub>y</sub>	= Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Y
bw <sub>z</sub>	= Larghezza membratura resistente al taglio in dir. Z
Vsdu <sub>z</sub>	= Taglio agente in dir. Z
ctgθ <sub>z</sub>	= Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo in dir. Z
VRsd <sub>z</sub>	= Taglio ultimo lato armatura in dir. Z
VRcd <sub>z</sub>	= Taglio ultimo lato calcestruzzo in dir. Z
Sic.T	= Sicurezza a rottura per taglio
Nodo	= Numero del nodo
Conf.	= Nodo confinato
	S = Sì
	N = No
F.	= Identificativo faccia del nodo

## FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL FA04A0 001	A	78 DI 96

Y+ = Faccia sul lato positivo Y locale pilastro  
Z+ = Faccia sul lato positivo Z locale pilastro  
Y- = Faccia sul lato negativo Y locale pilastro  
Z- = Faccia sul lato negativo Z locale pilastro

Mod. = Modalità di verifica faccia  
I = Interna  
E = Esterna

Br. = Numero bracci

As1 = Area di ferro superiore delle travi incidenti sulla faccia  
As2 = Area di ferro inferiore delle travi incidenti sulla faccia

Bj = Larghezza effettiva utile del nodo

Hjc = Distanza tra armature pilastro  
Hjw = Distanza tra armature trave

Ash = Area totale della sezione della staffa

Vc = Taglio nel pilastro al di sopra del nodo

Vjbd = Taglio agente nel nucleo di calcestruzzo [7.4.6/7]

vd<sub>s</sub> = Sforzo normale normalizzato del pilastro superiore (%)  
vd<sub>i</sub> = Sforzo normale normalizzato del pilastro inferiore (%)

VjbR = Resistenza a compressione del nucleo di calcestruzzo [7.4.8]

Afni = Azione di fessurazione sul nodo integro [7.4.10]  
Rfni = Resistenza a fessurazione nodo integro [7.4.10]

Vjwd = Azione agente di trazione diagonale [7.4.11/12]  
VjwR = Resistenza a trazione diagonale [7.4.11/12]

Tipo = Tipologia

2C = Doppia C lato labbri  
2Cdx = Doppia C lato costola  
2I = Doppia I  
2L = Doppia L lato labbri  
2Ldx = Doppia L lato costole

C = Sezione a C  
Cdx = C destra  
Cir. = Circolare  
Cir.c = Circolare cava

I = Sezione a I  
L = Sezione a L  
Ldx = L destra

Om. = Omega  
Pg = Pi greco  
Pr = Poligono regolare  
Prc = Poligono regolare cavo

Pc = Per coordinate

Ia = Inerzie assegnate

R = Rettangolare  
Rc = Rettangolare cava

T = Sezione a T  
U = Sezione a U  
Ur = U rovescia  
V = Sezione a V  
Vr = V rovescia  
Z = Sezione a Z  
Zdx = Z destra

Ts = T stondata  
Ls = L stondata  
Cs = C stondata  
Is = I stondata

Dis. = Disegnata

B = Base

H = Altezza

Cf = Copriferro

Cls = Tipo di calcestruzzo

Fck = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo

Fctk = Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo

Fcd = Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Fctd = Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

Tp = Tipo di acciaio

Fyk = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

Fyd = Resistenza di calcolo dell'acciaio

**Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati**

Sez.	Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
3R		30.00	60.00	3.80	C32/40	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

**Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	MRdy <daNm>	MRdz <daNm>	α <grad>	ε <sub>y</sub>	Sic.
0.50	13	SLV	1	3	50.00	-11712.80	-1486.14		2767.65		-11712.80	-5809.01	10894.80	94.57	10.43	3.930
0.50	13	SLV	1	3	50.00	-11712.80	-1486.14		2767.65		-11712.80	-5809.01	10894.80	94.57	10.43	3.930
3.90	17	SLU	1	3	390.00	-23246.10	-636.49		-10423.30		-23246.10	-772.88	-12218.30	269.47	12.61	1.172

**Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ <sub>c</sub> <daN/cm²>	σ <sub>f</sub> <daN/cm²>
0.50	28	SLE R	1	3	50.00	-17879.80	867.81	1400.55	3.14	17.47	22.69	297.09
0.50	23	SLE Q	1	3	50.00	-12935.50	303.27	155.81	0.00	20.61	9.44	130.08
0.50	28	SLE R	1	3	50.00	-17879.80	867.81	1400.55	3.14	17.47	22.69	297.09
0.50	23	SLE Q	1	3	50.00	-12935.50	303.27	155.81	0.00	20.61	9.44	130.08
3.90	28	SLE R	1	3	390.00	-16349.80	-7307.64	-1401.92	10.30	10.30	112.62	2488.18
3.90	23	SLE Q	1	3	390.00	-11405.50	-4755.31	-450.70	10.30	10.30	69.17	1527.20

**Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione**

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s <sub>rm</sub> <mm>	Φ	A <sub>s</sub> <cmq>	A <sub>c eff</sub> <cmq>	σ <sub>s</sub> <daN/cm²>	σ <sub>sz</sub> <daN/cm²>	ε <sub>sm</sub>	Wk <mm>
3.90	23	SLE Q	1	3	390.00	-11405.50	-450.70	-4755.31	29.00	174.68	0.13	181.17	20.00	10.30	909.18	1527.20	1379.22	0.44	0.14

**Staffe - Verifiche armatura**

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	Br <sub>y</sub>	Br <sub>z</sub>	CC	TCC	b <sub>w,y</sub> <m>	Vsdu <sub>y</sub> <daN>	ctgθ <sub>y</sub>	VRsd <sub>y</sub> <daN>	VRcd <sub>y</sub> <daN>	b <sub>w,z</sub> <m>	Vsdu <sub>z</sub> <daN>	ctgθ <sub>z</sub>	VRsd <sub>z</sub> <daN>	VRcd <sub>z</sub> <daN>	Sic.T
0.50	1.10	ø8/ 8	2	2	25	SLU	0.60	3221.83	2.50	28876.70	43225.00	0.30	1591.80	2.10	52233.10	52233.10	8.96
0.50	1.10	ø8/ 8	2	2	24	SLU	0.60	3425.38	2.50	28876.70	43379.30	0.30	1585.72	2.11	52347.20	52347.20	8.43
0.50	1.10	ø8/ 8	2	2	1 (TG)	SLV	0.60	5168.17	2.50	28876.70	41632.90	0.30	10076.60	2.06	51040.10	51040.10	5.07
0.50	1.10	ø8/ 8	2	2	7 (TG)	SLV	0.60	7210.04	2.50	28876.70	41677.70	0.30	2072.65	2.06	51074.10	51074.10	4.01
1.10	3.30	ø8/18	2	2	25	SLU	0.60	3221.83	2.50	12834.10	43177.60	0.30	1465.80	2.50	27585.90	46403.60	3.98
1.10	3.30	ø8/18	2	2	24	SLU	0.60	3425.38	2.50	12834.10	43331.90	0.30	1459.72	2.50	27585.90	46569.40	3.75
1.10	3.30	ø8/18	2	2	1 (TG)	SLV	0.60	5168.17	2.50	12834.10	41632.90	0.30	10076.60	2.50	27585.90	44743.40	2.48
1.10	3.30	ø8/18	2	2	7 (TG)	SLV	0.60	7210.04	2.50	12834.10	41677.70	0.30	2072.65	2.50	27585.90	44791.60	1.78
3.30	3.90	ø8/12	2	2	25	SLU	0.60	3221.83	2.50	19251.10	43003.90	0.30	1003.80	2.50	41378.90	46216.80	5.98



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL FA04A0 001 A 80 DI 96

3.30	3.90	ø8/12	2	2	24	SLV	0.60	3425.38	2.50	19251.10	43158.20	0.30	997.73	2.50	41378.90	46382.60	5.62
3.30	3.90	ø8/12	2	2	1 (TG)	SLV	0.60	5168.17	2.50	19251.10	41632.90	0.30	10076.60	2.50	41378.90	44743.40	3.72
3.30	3.90	ø8/12	2	2	7 (TG)	SLV	0.60	7210.04	2.50	19251.10	41677.70	0.30	2072.65	2.50	41378.90	44791.60	2.67

#### Caratteristiche nodi trave-pilastro

Nodo	Conf.	Staff.	F.	Mod.	Br.	As1 <cmq>	As2 <cmq>	Bj <m>	Hjc <m>	Hjw <m>	Ash <cmq>
15N		ø12/ 7	Z+	I	2	4.02	4.02	0.30	0.52	0.32	13.57
			Y-	E	2	6.28	14.58	0.45	0.22	0.42	15.83
			Z-	I	2	4.02	4.02	0.30	0.52	0.32	13.57

#### Verifiche nodi trave-pilastro

Nodo	F.	CC	TCC	Vc <daN>	Vjbd <daN>	vd <sub>s</sub>	vd <sub>i</sub>	Vjbr <daN>	Afni <daN/mq>	Rfni <daN/mq>	Vjwd <daN>	Vjwr <daN>
15Z+	1	SLV		0.00	34617.60	0.00	3.61	135130.00	245702.00	556672.00	---	---
	Y-	1	SLV	0.00	27045.00	0.00	3.61	67878.90	452874.00	329387.00	60934.50	61957.70
		5	SLV	0.00	27045.00	0.00	3.42	67878.90	452874.00	329387.00	61027.10	61957.70
	Z-	1	SLV	0.00	34617.60	0.00	3.61	135130.00	245702.00	556672.00	---	---

### 8.7.2 Verifica limitazioni armatura

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

- Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm;
- 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:

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

- Nelle zone critiche devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o legature; le barre non fissate si devono trovare a meno di 20 cm da una barra fissata per CDB.
- 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:
  - 1/2 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")
- li devono disporre staffe in un quantitativo minimo non inferiore a:

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

Nel caso specifico risulta:

- Le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione  
Nella quale  $n_{st}$  e  $A_{st}$  sono rispettivamente il numero di bracci e l'area della sezione trasversale della barra della singola staffa orizzontale,  $i$  è l'interasse, e  $b_j$  è la larghezza utile del nodo determinata come segue:
  - se la trave ha una larghezza  $b_w$  superiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_w$  e  $b_c + h_c/2$ , essendo  $h_c$  la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
  - se la trave ha una larghezza  $b_w$  inferiore a quella del pilastro  $b_c$ , allora  $b_j$  è il valore minimo fra  $b_c$  e  $b_w + h_c/2$ .

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  $A_c$ ;

dove:

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

$A_c$  è l'area di calcestruzzo;

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

Nel caso in esame risulta:

#### Dati Geometrici

Pilastro:	Base	b=	30,0cm
	Altezza sez.	h=	60,0cm
	Copriferro	c=	3,0cm
	Altezza pil.	hp=	400,0cm
	Altezza libera	hl=	400,0cm

OK

Lim. Geom. 7.4.6.1.2	
b ≥	25cm

#### Est. zone critiche 7.4.6.1.2

h	60,0cm
h/6	66,7cm
45 cm	45,0cm
hl se hl < 3xh	0
<b>Lc=</b>	<b>66,7cm</b>

### Dati di armatura

Tipo CLS	C32/40	(min C20/25)	D.M.(7.4.2.1)	$R_{ck} = 40$ N/mm <sup>2</sup>
Tipo Acciaio	B450C	(B450C)	D.M.(7.4.2.2)	

fck=	33,2	fcd=	18,81	D.M.(4.1.2.1.1.1)	fctm=	3,10	D.M.(11.2.10.2)
fyk=	450	fyd=	391,30	D.M.(4.1.2.1.1.3)			

Diametro armatura long.	20	$\geq \Phi 12$	
Diametro staffe	8	$\geq \Phi 6$	OK $\geq (1/4)\Phi_{long}$

### Armatura longitudinale

n°ferri "b"	n°ferri "h"	n°ferri_tot =	8
4	8	As+A's=	22,75cm <sup>2</sup>
<i>tot sui due lati</i>	<i>tot sui due lati</i>		

#### Limitazioni Armatura longitudinale 7.4.6.2.2

$\rho$	Arm. min.	Arm. max.	limitazioni	
1,26%	18,0cm <sup>2</sup>	72,00cm <sup>2</sup>	1% $\leq \rho \leq$ 4%	OK

#### Limitazioni Armatura longitudinale 4.1.6.1.2

Arm. min.	Arm. max.	
5,4	72	OK

Inter. Ferri "b"	24,0cm	OK	$\leq 25$	OK	$\leq 12 * \Phi_{long}$	24
Inter. Ferri "h"	18,0cm	OK	$\leq 25$	OK	$\leq 12 * \Phi_{long}$	24

Si riscontra, pertanto, che l'armatura dei pilastri rispetta i limiti prescritti dalle NTC2018.

## 8.8 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (SLO)

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

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi d'interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi in presenza di dell'azione sismica di progetto relativa allo SLD siano inferiori a:

$$d_r \leq 0,01h$$

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.

Considerando h altezza d'interpiano che vale 4,00 m si ottiene che deve essere:

$$d_r < 0,04 \text{ m.}$$

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 siano inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

$$U_1 = d_r = 0,0056 \text{ m} < 2*0,01*h /3=0,04*2/3=0,0266 \text{ m.}$$

Si riporta di seguito la tabella degli spostamenti calcolati in testa ai pilastri nella combinazione più gravosa SLD\_Uy.

N1	N2	h	δ	δ/h	CC
		<m>	<cm>		
1	4	4.40	0.56	1.28	9
9	10	4.40	0.52	1.19	9
17	18	4.40	0.51	1.17	21
217	128	4.40	0.54	1.22	12

N1	N2	h	δ	δ/h	CC
		<m>	<cm>		
2	3	4.40	0.56	1.28	9
12	11	4.40	0.53	1.19	9
20	19	4.40	0.51	1.16	12
563	143	4.40	0.54	1.22	21

N1	N2	h	δ	δ/h	CC
		<m>	<cm>		
5	6	4.40	0.54	1.24	9
13	14	4.40	0.50	1.14	24
121	122	4.40	0.52	1.19	12

N1	N2	h	δ	δ/h	CC
		<m>	<cm>		
7	8	4.40	0.55	1.24	9
16	15	4.40	0.50	1.15	9
620	125	4.40	0.53	1.19	21

Come si vede in tabella lo spostamento massimo 0.0056 m è inferiore di quello ammissibile.

## 9 FONDAZIONI

Le fondazioni dell'edificio sono di tipo diretto, costituite da una platea in c.a. di spessore 40 cm. Al di sotto delle fondazioni è previsto uno strato di magrone di spessore 0.10 m debordante l'impronta delle fondazioni di 0.10 m.

### 9.1 PLATEA DI FONDAZIONE

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 2008.
- 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.

Seguono tabelle delle sollecitazioni ottenute per la platea di fondazione nelle combinazioni statiche sismiche e agli stati limite.

CC	TCC	Nodi	sxx <kN/mq>	szz <kN/mq>	txz <kN/mq>	Mxx <kNm/m>	Mzz <kNm/m>	Mxz <kNm/m>	tzy <kN/mq>	txy <kN/mq>
17	SLU	293	0.000	0.000	0.000	-0.208	-65.720	-2.539	46.927	9.733
17	SLU	290	0.000	0.000	0.000	-0.208	-65.720	-2.539	46.927	9.733
17	SLU	301	0.000	0.000	0.000	-0.208	-65.720	-2.539	46.927	9.733
17	SLU	298	0.000	0.000	0.000	-0.208	-65.720	-2.539	46.927	9.733
18	SLU	293	0.000	0.000	0.000	-0.236	-63.435	-2.429	45.542	9.339
18	SLU	290	0.000	0.000	0.000	-0.236	-63.435	-2.429	45.542	9.339
18	SLU	301	0.000	0.000	0.000	-0.236	-63.435	-2.429	45.542	9.339
18	SLU	298	0.000	0.000	0.000	-0.236	-63.435	-2.429	45.542	9.339
24	SLU	293	0.000	0.000	0.000	0.468	-65.732	-2.072	46.906	8.287
24	SLU	290	0.000	0.000	0.000	0.468	-65.732	-2.072	46.906	8.287
24	SLU	301	0.000	0.000	0.000	0.468	-65.732	-2.072	46.906	8.287
24	SLU	298	0.000	0.000	0.000	0.468	-65.732	-2.072	46.906	8.287
25	SLU	293	0.000	0.000	0.000	0.441	-63.447	-1.962	45.521	7.893
25	SLU	290	0.000	0.000	0.000	0.441	-63.447	-1.962	45.521	7.893
25	SLU	301	0.000	0.000	0.000	0.441	-63.447	-1.962	45.521	7.893
25	SLU	298	0.000	0.000	0.000	0.441	-63.447	-1.962	45.521	7.893
26	SLU	293	0.000	0.000	0.000	0.198	-65.727	-2.259	46.914	8.865
26	SLU	290	0.000	0.000	0.000	0.198	-65.727	-2.259	46.914	8.865
26	SLU	301	0.000	0.000	0.000	0.198	-65.727	-2.259	46.914	8.865
26	SLU	298	0.000	0.000	0.000	0.198	-65.727	-2.259	46.914	8.865
27	SLU	293	0.000	0.000	0.000	0.171	-63.443	-2.149	45.529	8.472

27	SLU	290	0.000	0.000	0.000	0.171	-63.443	-2.149	45.529	8.472
27	SLU	301	0.000	0.000	0.000	0.171	-63.443	-2.149	45.529	8.472
27	SLU	298	0.000	0.000	0.000	0.171	-63.443	-2.149	45.529	8.472
37	SLU	293	0.000	0.000	0.000	0.982	-61.709	-3.129	59.078	11.205
37	SLU	290	0.000	0.000	0.000	0.982	-61.709	-3.129	59.078	11.205
37	SLU	301	0.000	0.000	0.000	0.982	-61.709	-3.129	59.078	11.205
37	SLU	298	0.000	0.000	0.000	0.982	-61.709	-3.129	59.078	11.205
38	SLU	293	0.000	0.000	0.000	0.955	-59.424	-3.019	57.693	10.811
38	SLU	290	0.000	0.000	0.000	0.955	-59.424	-3.019	57.693	10.811
38	SLU	301	0.000	0.000	0.000	0.955	-59.424	-3.019	57.693	10.811
38	SLU	298	0.000	0.000	0.000	0.955	-59.424	-3.019	57.693	10.811
39	SLU	293	0.000	0.000	0.000	0.506	-63.313	-2.893	54.217	10.616
39	SLU	290	0.000	0.000	0.000	0.506	-63.313	-2.893	54.217	10.616
39	SLU	301	0.000	0.000	0.000	0.506	-63.313	-2.893	54.217	10.616
39	SLU	298	0.000	0.000	0.000	0.506	-63.313	-2.893	54.217	10.616
40	SLU	293	0.000	0.000	0.000	0.479	-61.029	-2.783	52.832	10.223
40	SLU	290	0.000	0.000	0.000	0.479	-61.029	-2.783	52.832	10.223
40	SLU	301	0.000	0.000	0.000	0.479	-61.029	-2.783	52.832	10.223
40	SLU	298	0.000	0.000	0.000	0.479	-61.029	-2.783	52.832	10.223

CC	TCC	Nodi	sxx <kN/mq>	szz <kN/mq>	txz <kN/mq>	Mxx <kNm/m>	Mzz <kNm/m>	Mxz <kNm/m>	tzy <kN/mq>	txy <kN/mq>
19	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	-0.089	-46.366	-1.813	33.184	6.996
19	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	-0.089	-46.366	-1.813	33.184	6.996
19	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	-0.089	-46.366	-1.813	33.184	6.996
19	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	-0.089	-46.366	-1.813	33.184	6.996
20	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	-0.107	-44.843	-1.740	32.261	6.734
20	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	-0.107	-44.843	-1.740	32.261	6.734
20	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	-0.107	-44.843	-1.740	32.261	6.734
20	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	-0.107	-44.843	-1.740	32.261	6.734
28	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	0.363	-46.374	-1.502	33.170	6.032
28	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	0.363	-46.374	-1.502	33.170	6.032
28	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	0.363	-46.374	-1.502	33.170	6.032
28	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	0.363	-46.374	-1.502	33.170	6.032
29	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	0.344	-44.851	-1.428	32.247	5.770
29	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	0.344	-44.851	-1.428	32.247	5.770
29	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	0.344	-44.851	-1.428	32.247	5.770
29	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	0.344	-44.851	-1.428	32.247	5.770
30	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	0.182	-46.370	-1.627	33.176	6.418
30	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	0.182	-46.370	-1.627	33.176	6.418
30	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	0.182	-46.370	-1.627	33.176	6.418
30	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	0.182	-46.370	-1.627	33.176	6.418
31	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	0.164	-44.847	-1.553	32.253	6.156
31	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	0.164	-44.847	-1.553	32.253	6.156

31	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	0.164	-44.847	-1.553	32.253	6.156
31	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	0.164	-44.847	-1.553	32.253	6.156
41	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	0.705	-43.692	-2.207	41.285	7.978
41	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	0.705	-43.692	-2.207	41.285	7.978
41	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	0.705	-43.692	-2.207	41.285	7.978
41	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	0.705	-43.692	-2.207	41.285	7.978
42	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	0.687	-42.169	-2.133	40.362	7.715
42	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	0.687	-42.169	-2.133	40.362	7.715
42	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	0.687	-42.169	-2.133	40.362	7.715
42	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	0.687	-42.169	-2.133	40.362	7.715
43	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	0.388	-44.761	-2.049	38.045	7.585
43	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	0.388	-44.761	-2.049	38.045	7.585
43	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	0.388	-44.761	-2.049	38.045	7.585
43	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	0.388	-44.761	-2.049	38.045	7.585
44	SLE R	293	0.000	0.000	0.000	0.370	-43.238	-1.976	37.122	7.323
44	SLE R	290	0.000	0.000	0.000	0.370	-43.238	-1.976	37.122	7.323
44	SLE R	301	0.000	0.000	0.000	0.370	-43.238	-1.976	37.122	7.323
44	SLE R	298	0.000	0.000	0.000	0.370	-43.238	-1.976	37.122	7.323

CC	TCC	Nodi	sxx <kN/mq>	szz <kN/mq>	txz <kN/mq>	Mxx <kNm/m>	Mzz <kNm/m>	Mxz <kNm/m>	tzy <kN/mq>	txy <kN/mq>
21	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
21	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
21	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
21	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
22	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
22	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
22	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
22	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
32	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.099	-37.923	-1.342	28.062	5.349
32	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.099	-37.923	-1.342	28.062	5.349
32	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.099	-37.923	-1.342	28.062	5.349
32	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.099	-37.923	-1.342	28.062	5.349
33	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.099	-37.923	-1.342	28.062	5.349
33	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.099	-37.923	-1.342	28.062	5.349
33	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.099	-37.923	-1.342	28.062	5.349
33	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.099	-37.923	-1.342	28.062	5.349
34	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
34	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
34	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
34	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
35	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
35	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
35	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542

35	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
45	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.030	-37.387	-1.483	29.685	5.738
45	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.030	-37.387	-1.483	29.685	5.738
45	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.030	-37.387	-1.483	29.685	5.738
45	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.030	-37.387	-1.483	29.685	5.738
46	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.030	-37.387	-1.483	29.685	5.738
46	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.030	-37.387	-1.483	29.685	5.738
46	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.030	-37.387	-1.483	29.685	5.738
46	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.030	-37.387	-1.483	29.685	5.738
47	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
47	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
47	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
47	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
48	SLE F	293	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
48	SLE F	290	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
48	SLE F	301	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542
48	SLE F	298	0.000	0.000	0.000	-0.189	-37.922	-1.405	28.065	5.542

CC	TCC	Nodi	sxx <kN/mq>	szz <kN/mq>	txz <kN/mq>	Mxx <kNm/m>	Mzz <kNm/m>	Mxz <kNm/m>	tzy <kN/mq>	txy <kN/mq>
23	SLE Q	293	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
23	SLE Q	290	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
23	SLE Q	301	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
23	SLE Q	298	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
36	SLE Q	293	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
36	SLE Q	290	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
36	SLE Q	301	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
36	SLE Q	298	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
49	SLE Q	293	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
49	SLE Q	290	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
49	SLE Q	301	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244
49	SLE Q	298	0.000	0.000	0.000	-0.209	-36.191	-1.321	27.016	5.244

### 9.1.1 Verifica a flessione

Come prescritto dalle NTC2018 nel paragrafo 7.2.5, poiché le sollecitazioni di calcolo più gravose si rilevano in corrispondenza della combinazione sismica SLV, andranno amplificate del fattore 1,1 per CDB.

Le verifiche a flessione e pressoflessione allo SLU ed agli SLE (NTC2018 – 4.1.2.1.2.4) sono state condotte con il supporto di un postprocessore considerando le sollecitazioni riportate nel prospetto precedente.

La sezione viene armata con:

- $\Phi$  12/20 superiori e inferiori

Platea a quota +0.00



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	88 DI 96

### Simbologia

Nodo	= Numero del nodo
X	= Coordinata X del nodo
Y	= Coordinata Y del nodo
DV	= Direzione di verifica XX = Verifica per momento Mxx YY = Verifica per momento Myy
CC	= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
TCC	= Tipo di combinazione di carico SLU = Stato limite ultimo SLU S = Stato limite ultimo (azione sismica) SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara SLE F = Stato limite d'esercizio, combinazione frequente SLE Q = Stato limite d'esercizio, combinazione quasi permanente SLD = Stato limite di danno SLV = Stato limite di salvaguardia della vita SLC = Stato limite di prevenzione del collasso SLO = Stato limite di operatività SLU I = Stato limite di resistenza al fuoco SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
c	= Ricoprimento dell'armatura
s	= Distanza minima tra le barre
K3	= Coefficiente di forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione
s <sub>rm</sub>	= Distanza media tra le fessure
Φ	= Diametro della barra
A <sub>s</sub>	= Area complessiva dei ferri nell'area di calcestruzzo efficace
A <sub>c eff</sub>	= Area di calcestruzzo efficace
σ <sub>s</sub>	= Tensione nell'acciaio nella sezione fessurata
σ <sub>sr</sub>	= Tensione nell'acciaio corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione nel calcestruzzo
ε <sub>sm</sub>	= Deformazione unitaria media dell'armatura (*1000)
Wk	= Apertura delle fessure
AfE S	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, superiore
AfE I	= Area di ferro effettiva totale presente nel punto di verifica, inferiore
My	= Momento flettente intorno all'asse Y
M'ydy	= Momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico intorno all'asse Y
MRdy	= Momento resistente allo stato limite ultimo intorno all'asse Y
Sic.	= Sicurezza a rottura
Vsdu	= Taglio agente nella direzione del momento ultimo
Vrdu	= Taglio ultimo assorbibile dal solo calcestruzzo
Mom	= Momento flettente
σ <sub>c</sub>	= Tensione nel calcestruzzo
σ <sub>f</sub>	= Tensione nel ferro
Spess.	= Spessore
Cf sup	= Copriferro superiore
Cf inf	= Copriferro inferiore
Cls	= Tipo di calcestruzzo
Fck	= Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctk	= Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fcd	= Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fctd	= Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Tp	= Tipo di acciaio
Fyk	= Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Fyd	= Resistenza di calcolo dell'acciaio



Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale

NUOVA LINEA FERRANDINA - MATERA LA MARTELLA

FA04A - Relazione di calcolo strutturale

PROGETTO LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO  
IA5F 01 D 78 CL FA04A0 001 A 89 DI 96

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess. <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cmq>	Fctk <daN/cmq>	Fcd <daN/cmq>	Fctd <daN/cmq>	Tp	Fyk <daN/cmq>	Fyd <daN/cmq>
40.00	3.00	3.00	C28/35	290.50	19.84	164.62	13.23	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
217	27.86	-0.20	XX	37	SLU	5.65	5.65	-5650.71	-8163.19	1.445
1052	21.06	0.00	XX	37	SLU	5.65	5.65	8103.90	8163.19	1.007
933	10.66	2.67	YY	37	SLU	5.65	5.65	-8326.09	-8163.19	0.980
607	-0.13	0.17	YY	38	SLU	5.65	5.65	-2241.96	-8163.19	3.641

Stato limite elastico - Verifiche a flessione/pressoflessione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	My <daNm>	M'ydy <daNm>	Sic.
217	27.86	-0.20	XX	13	SLV(E)	5.65	5.65	-3896.79	-7683.86	1.972
1052	21.06	0.00	XX	9	SLV(E)	5.65	5.65	7358.18	7683.86	1.044
933	10.66	2.67	YY	5	SLV(E)	5.65	5.65	-5136.14	-7683.86	1.496
607	-0.13	0.17	YY	13	SLV(E)	5.65	5.65	5153.12	7683.86	1.491

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	Afe S <cmq>	Afe I <cmq>	Mom <daNm>	$\sigma_c$ <daN/cmq>	$\sigma_f$ <daN/cmq>
217	27.86	-0.20	XX	41	SLE R	5.65	5.65	-4029.59	30.38	2055.43
217	27.86	-0.20	XX	23	SLE Q	5.65	5.65	-2636.15	19.87	1344.66
1052	21.06	0.00	XX	41	SLE R	5.65	5.65	5776.42	43.55	2946.46
1052	21.06	0.00	XX	23	SLE Q	5.65	5.65	3859.93	29.10	1968.89
933	10.66	2.67	YY	41	SLE R	5.65	5.65	-5861.73	44.19	2389.98
934	10.65	3.38	YY	23	SLE Q	5.65	5.65	-4287.87	32.32	2187.18
614	-0.07	6.67	YY	42	SLE R	5.65	5.65	2182.16	16.45	1113.09
234	25.04	-0.20	YY	23	SLE Q	5.65	5.65	1063.44	8.02	542.44

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	c <mm>	s <mm>	K3	$s_{rm}$ <mm>	$\Phi$	$A_s$ <cmq>	$A_{c\ eff}$ <cmq>	$\sigma_s$ <daN/cmq>	$\sigma_{sr}$ <daN/cmq>	$\epsilon_{sm}$	Wk <mm>
217	27.86	-0.20	XX	23	SLE Q	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	1344.66	5000.41	0.26	0.09
217	27.86	-0.20	XX	45	SLE F	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	1473.39	5000.41	0.29	0.10
1052	21.06	0.00	XX	45	SLE F	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	2142.17	5000.41	0.42	0.14
1052	21.06	0.00	XX	23	SLE Q	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	1968.89	5000.41	0.38	0.13
934	10.65	3.38	YY	23	SLE Q	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	2187.18	5000.41	0.42	0.15
934	10.65	3.38	YY	45	SLE F	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	2314.74	5000.41	0.45	0.15
234	25.04	-0.20	YY	23	SLE Q	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	542.44	5000.41	0.11	0.04
234	25.04	-0.20	YY	45	SLE F	24.00	168.00	0.18	201.33	12.00	1.13	157.67	607.16	5000.41	0.12	0.04

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione con combinazione rara

Le verifiche sono condotte in ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di Progettazione delle Opere Civili - RFIDTCSIPSMIAIFS001C al §2.5.1.8.3.2.4

VERIFICA A SLE FESSURAZIONE, TENSIONI DI ESERCIZIO - RARA			
B	100 cm	Mmax	58,61 KNm
H	40 cm	Rck	30
c	4 cm	fck	24,9
d	36 cm	1,2xfctm	3,13 N/mm <sup>2</sup>
nbarre	10	fsd	374 N/mm <sup>2</sup>
dmedio	1,20 cm	fyk	430 N/mm <sup>2</sup>
c'	3,40 cm		
deff1	12,4 cm		
deff2	15,63 cm		
deff	12,4 cm		
determinazione $\epsilon_{sm}$			
$\beta_1$	1	c	3,4 cm
$\beta_2$	0,5	s	10,22 cm
$E_s$	206000 N/mm <sup>2</sup>	k2	0,4
		k3	0,125
$\epsilon_{sm} =$	0,028%	$\phi$	1,2 cm
		n	10
$S_{rm} =$	15,422849	As	11,30973 cm <sup>2</sup>
		b	100 cm
		Ac,eff	1240,00 cm <sup>2</sup>
		$\rho_r$	0,009121
determinazione $w_k$			
$w_k =$	0,074 mm	$w_{lim} =$	0,3 mm OK

### 9.1.2 Verifica a taglio

Si procede alla verifica di resistenza considerando il massimo valore del taglio massimo:

$$V_{Ed} = 1,1 V_{sis} = 151.55 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = V_{slu} = 151.55 \text{ kN}$$

Stato limite ultimo - Verifica a taglio del calcestruzzo

Nodo	X <m>	Y <m>	DV	CC	TCC	AfE S <cmq>	AfE I <cmq>	Vsdu <daN>	Vrdu <daN>
33	3.88	-0.20	XX	37	SLU	5.65	5.65	15155.70	15954.10
252	21.29	-0.20	YY	37	SLU	5.65	5.65	14077.40	15954.10

## 9.2 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Si riportano qui di seguito si riportano le reazioni delle molle alla Winkler ottenute dal modello di calcolo, nelle combinazioni SLV, SLU e SLD (per le verifiche a breve termine) in quanto trattandosi di terreno incoerente la verifica di capacità portante sarà condotta solo in termini di tensioni efficaci, falda a piano campagna e angolo d'attrito interno pari a 28° in favore di sicurezza.

Si utilizza l'approccio 2 (A1+M1+R3)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Il carico massimo si ottiene dalla massimo sforzo assiale calcolato alla base dei pilastri, riportato al capitolo 8.6 ed è pari a 3.032,5 kN ottenuto in combinazione sismica.

Di seguito le verifiche condotte.

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

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

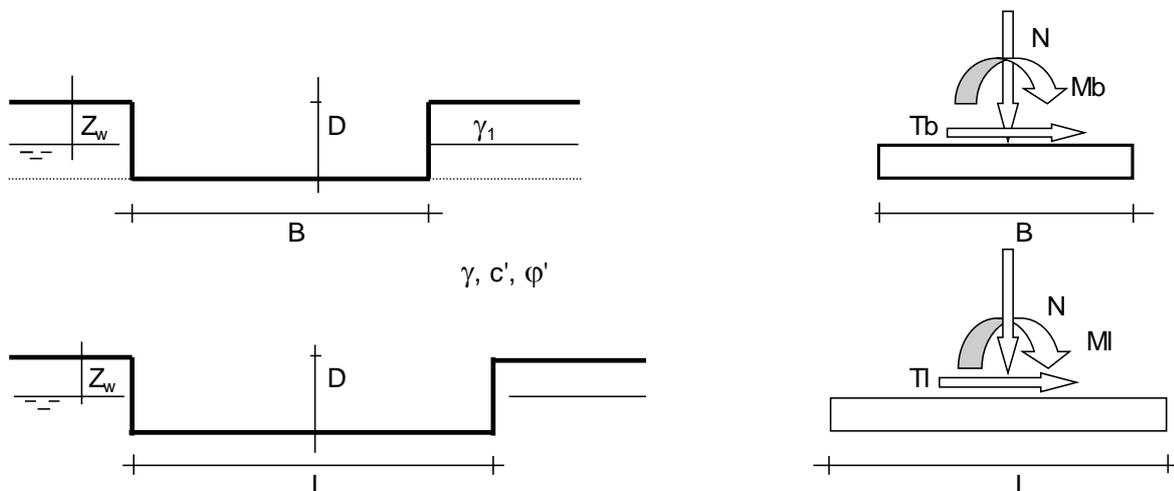
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

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

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

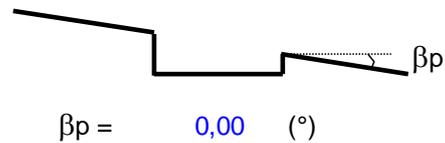
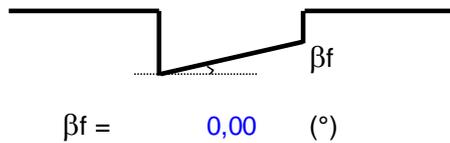
**coefficienti parziali**

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30
Tensioni Ammissibili	○		1,00	1,00	1,00	1,00	3,00
Definiti dal Progettista	⊙		1,00	1,00	1,25	1,25	2,30
							1,00



(Per fondazione nastriforme  $L = 100$  m)

B = 6,40 (m)  
L = 27,40 (m)  
D = 0,40 (m)


**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3032,50	0,00	3032,50
Mb [kNm]	0,00	0,00	0,00
Ml [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	621,50	0,00	621,50
Tl [kN]	621,50	0,00	621,50
H [kN]	878,93	0,00	878,93

*Peso unità di volume del terreno*

$$\gamma_1 = 18,50 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 18,50 \text{ (kN/mc)}$$

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$$c' = 15,00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 30,00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

*Valori di progetto*

$$c' = 12,00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 24,79 \text{ (}^\circ\text{)}$$

*Profondità della falda*

$$Z_w = 10,00 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0,00 \text{ (m)}$$

$$e_L = 0,00 \text{ (m)}$$

$$B^* = 6,40 \text{ (m)}$$

$$L^* = 27,40 \text{ (m)}$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 7,40 \text{ (kN/mq)}$$

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

$$\gamma = 18,50 \text{ (kN/mc)}$$

 **$N_c, N_q, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante**

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

$$N_q = 10,43$$

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

$$N_c = 20,42$$

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

$$N_\gamma = 10,56$$

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

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

$$s_c = 1,12$$

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

$$s_q = 1,11$$

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

$$s_\gamma = 0,91$$

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

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,81 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 45,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,19 \quad m = 1,50 \quad (-)$$

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

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

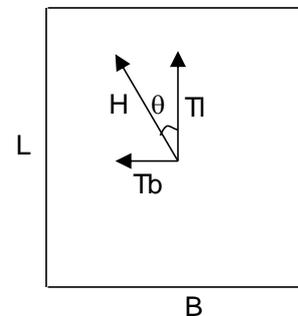
$$i_q = 0,83$$

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

$$i_c = 0,81$$

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

$$i_\gamma = 0,74$$


 **$d_c, d_q, d_\gamma$  : 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  $D/B > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2) \cdot \arctan(D / B)$

$$d_q = 1,02$$

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

$$d_c = 1,02$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

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

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

 **$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

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

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 716,98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

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

$$q = 17,29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 311,73 \geq q = 17,29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**VERIFICA A SCORRIMENTO****Carico agente**

$$H_d = 878,93 \quad (\text{kN})$$

**Azione Resistente**

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

$$S_d = 3504,97 \quad (\text{kN})$$

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

$$S_d / \gamma_R = 3504,97 \geq H_d = 878,93 \quad (\text{kN})$$

	<p>Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale</p> <p><b>NUOVA LINEA FERRANDINA – MATERA LA MARTELLA</b></p>												
<p><b>FA04A - Relazione di calcolo strutturale</b></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>PROGETTO</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IA5F</td> <td>01</td> <td>D 78 CL</td> <td>FA04A0 001</td> <td>A</td> <td><b>96 DI 96</b></td> </tr> </tbody> </table>	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	<b>96 DI 96</b>
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IA5F	01	D 78 CL	FA04A0 001	A	<b>96 DI 96</b>								

## 10 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto e alla verifica del “Fabbricato PGEP - FA04A” da prevedere nell’ambito delle opere del piazzale di emergenza all’imbocco della Galleria Miglionico (Lato Matera), allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio.