

**E45 - SISTEMAZIONE STRADALE DEL NODO DI PERUGIA  
Tratto Madonna del Piano - Collestrada**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**PG 372**

**ANAS - DIREZIONE TECNICA**

<p><b>IL GEOLOGO</b></p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i> Ordine Geologi Regione Lazio n. 1541</p>	<p><b>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</b></p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfilì</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Giovanni e Alfredo Dalenz</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14069</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p><b>PROGETTAZIONE ATI:</b> (Mandataria)</p> <p><b>GP INGENGNERIA</b> <i>GESTIONE PROGETTI INGENGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p><b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b></p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><b>INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PERUGIA</b> SEZIONE A N° A2657 <b>MORENO PANFILI</b> SETTORE CIVILE E AMBIENTALE SETTORE INDUSTRIALE SETTORE DELL'INFORMAZIONE</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p> <p><b>cooprogetti</b> <b>engeko</b> <b>AIM</b> <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b></p> <p><i>Ing. Alessandro Micheli</i></p>		
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</b></p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO**  
Muri in c.a.  
Parte generale  
Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE				REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00S00STRRE01_B					
<b>DTPG372</b>	<b>D</b>	<b>22</b>	<b>T00S00STRRE01</b>				<b>B</b>	-
<b>D</b>								
<b>C</b>								
<b>B</b>	Rev. a seguito istruttorie Prot. U.0834569 e U.0862037	Gennaio '23	Cecchetti	Panfilì	Guiducci			
<b>A</b>	Emissione	Ottobre '22	Cecchetti	Panfilì	Guiducci			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO			

## INDICE

<b>1.</b>	<b><u>PREMESSA.....</u></b>	<b><u>4</u></b>
<b>2.</b>	<b><u>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</u></b>	<b><u>6</u></b>
<b>3.</b>	<b><u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</u></b>	<b><u>8</u></b>
<b>4.</b>	<b><u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</u></b>	<b><u>9</u></b>
4.1	CALCESTRUZZO.....	9
4.2	ACCIAIO .....	9
4.3	ULTERIORI SPECIFICHE RELATIVE AI MATERIALI .....	10
4.3.1	<i>Calcestruzzo .....</i>	<i>10</i>
<b>5.</b>	<b><u>STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO.....</u></b>	<b><u>13</u></b>
5.1	PARAMETRI DEL TERRENO .....	13
5.2	LIVELLO DI FALDA.....	14
<b>6.</b>	<b><u>VALUTAZIONE SISMICA.....</u></b>	<b><u>15</u></b>
6.1	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	15
6.2	PERICOLOSITÀ SISMICA .....	16
6.3	CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE .....	17
6.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA LOCALE.....	18
6.5	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA SUI MANUFATTI.....	19
6.5.1	<i>Azione pseudostatica per i muri di sostegno .....</i>	<i>19</i>
6.5.2	<i>Spinta delle terre in condizione sismica.....</i>	<i>19</i>
6.5.3	<i>Forze d'inerzia.....</i>	<i>20</i>
6.5.4	<i>Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche.....</i>	<i>20</i>
<b>7.</b>	<b><u>CRITERI DI PROGETTAZIONE E COMBINAZIONI DI CALCOLO .....</u></b>	<b><u>21</u></b>
7.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI (CAP. 2.5.3 D.M. 17/01/2018).....	21
7.2	COEFFICIENTI DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE .....	22
7.3	CRITERI PER LA VERIFICA STRUTTURALE DELLE SEZIONI .....	24
7.3.1	<i>Verifiche a flessione e pressoflessione.....</i>	<i>24</i>
7.3.2	<i>Verifiche a taglio.....</i>	<i>25</i>
7.3.3	<i>Verifiche a torsione .....</i>	<i>26</i>
7.3.4	<i>Verifica a fessurazione (SLE).....</i>	<i>27</i>
7.3.5	<i>Verifica di deformabilità (SLE).....</i>	<i>30</i>
7.3.6	<i>Verifica delle tensioni (SLE) .....</i>	<i>30</i>
7.4	CRITERI PER LA VERIFICA GEOTECNICA DELLE SEZIONI .....	31
7.4.1	<i>Verifica allo scorrimento sul piano di fondazione.....</i>	<i>31</i>
7.4.2	<i>Verifica al ribaltamento.....</i>	<i>32</i>

PROGETTAZIONE ATI:

7.4.3	<i>Verifica di capacità portante dell'insieme fondazione-terreno (superficiale)</i> .....	33
7.4.4	<i>Stima dei cedimenti immediati</i> .....	33
7.4.5	<i>Stabilità globale</i> .....	35
<b>8.</b>	<b>IMPOSTAZIONE DEL MODELLO</b> .....	<b>36</b>
8.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO .....	36
8.2	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA .....	36
8.3	CARICHI ELEMENTARI .....	37
8.4	SEZIONI DI VERIFICA .....	37
<b>9.</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>38</b>
9.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) .....	38
9.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2) .....	38
9.2.1	<i>Pavimentazione stradale</i> .....	38
9.2.2	<i>Spinta statica del terreno</i> .....	38
9.2.3	<i>Carico da sbalzo</i> .....	39
9.3	CARICHI VARIABILI (Q) .....	40
9.3.1	<i>Traffico</i> .....	40
9.3.2	<i>Azioni del vento</i> .....	42
9.4	CARICHI SISMICI .....	47
9.5	CARICHI ECCEZIONALI .....	48
<b>10.</b>	<b>RISULTATI DEI MODELLI</b> .....	<b>49</b>
10.1	RIASSUNTO PER VERIFICHE STRUTTURALI .....	49
10.2	RIASSUNTO PER VERIFICHE GEOTECNICHE .....	52
10.3	INCIDENZE .....	53
<b>11.</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI</b> .....	<b>54</b>
11.1	MURO H3.5 – VERIFICHE STRUTTURALI .....	54
11.1.1	<i>Paramento</i> .....	54
11.1.2	<i>Soletta di fondazione</i> .....	61
11.2	MURO H5 – VERIFICHE STRUTTURALI .....	68
11.2.1	<i>Paramento</i> .....	68
11.2.2	<i>Soletta di fondazione</i> .....	75
11.3	MURO H6 – VERIFICHE STRUTTURALI .....	82
11.3.1	<i>Paramento</i> .....	82
11.3.2	<i>Soletta di fondazione</i> .....	89
11.4	MURO H7 – VERIFICHE STRUTTURALI .....	96
11.4.1	<i>Paramento</i> .....	96

PROGETTAZIONE ATI:

**OPERE D'ARTE MINORI – MURI IN C.A. - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

11.4.2	<i>Soletta di fondazione</i> .....	103
11.5	MURO H8 – VERIFICHE STRUTTURALI .....	110
11.5.1	<i>Paramento</i> .....	110
11.5.2	<i>Soletta di fondazione</i> .....	117
11.6	MURO H10 – VERIFICHE STRUTTURALI .....	124
11.6.1	<i>Paramento</i> .....	124
11.6.2	<i>Soletta di fondazione</i> .....	131
11.7	MURO H10S – VERIFICHE STRUTTURALI .....	138
11.7.1	<i>Paramento</i> .....	138
11.7.2	<i>Soletta di fondazione</i> .....	145
11.8	MURO H11 – VERIFICHE STRUTTURALI .....	152
11.8.1	<i>Paramento</i> .....	152
11.8.2	<i>Soletta di fondazione</i> .....	159
<b>12.</b>	<b><u>VERIFICHE GEOTECNICHE</u></b> .....	<b>166</b>
12.1	MURO H3.5 – VERIFICHE GEOTECNICHE .....	166
12.2	MURO H5 – VERIFICHE GEOTECNICHE .....	171
12.3	MURO H6 – VERIFICHE GEOTECNICHE .....	175
12.4	MURO H7 – VERIFICHE GEOTECNICHE .....	179
12.5	MURO H8 – VERIFICHE GEOTECNICHE .....	183
12.6	MURO H10 – VERIFICHE GEOTECNICHE .....	187
12.7	MURO H10S – VERIFICHE GEOTECNICHE .....	191
12.8	MURO H11 – VERIFICHE GEOTECNICHE .....	195
<b>13.</b>	<b><u>CONCLUSIONI</u></b> .....	<b>199</b>

PROGETTAZIONE ATI:

## 1. PREMESSA

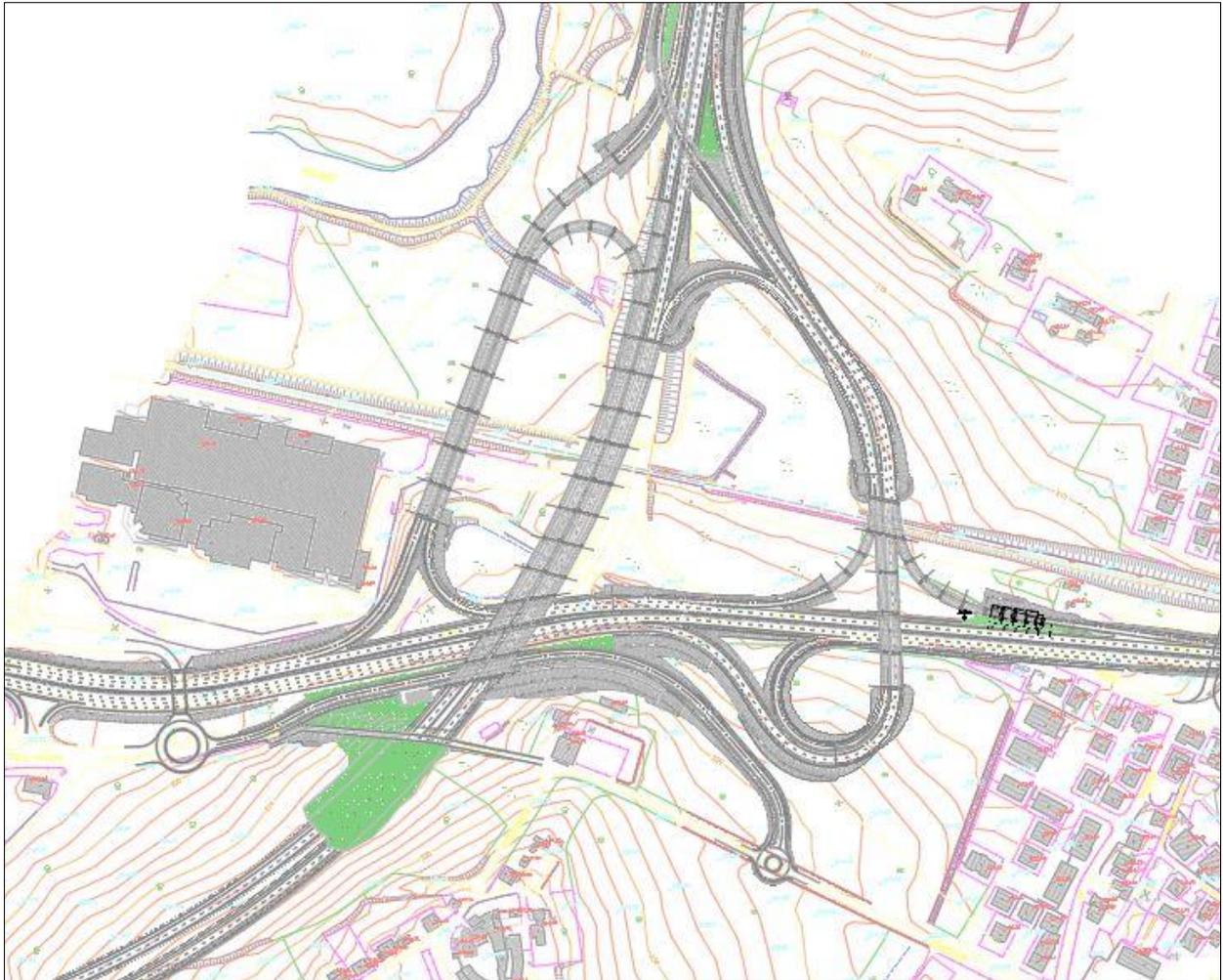
La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche geotecniche e strutturali effettuate per la progettazione *definitiva* delle opere minori relative al progetto "E E45 – SISTEMAZIONE STRADALE DEL NODO DI PERUGIA".

L'intervento prevede una serie di viadotti e svincoli che hanno lo scopo di migliorare la viabilità della zona Est della città di Perugia, in località Collestrada, fino a raggiungere la Strada Statale 3bis nei pressi dello svincolo di Montebello (PG).

In questo documento si tratta la progettazione dei muri di sostegno a fondazione diretta: essi sono realizzati come muri a mensola gettati in opera, in corrispondenza di vari punti di raccordo tra svincoli e viabilità principali.



Figura 1-1: Ubicazione delle opere



**Figura 1-2: Stralcio planimetrico dello svincolo di Collestrada**

Il documento è così articolato:

- Nel Capitolo 2 si descrivono le opere in esame;
- Nel Capitolo 3 si riportano i documenti di riferimento e la bibliografia citata nel testo.
- Nel Capitolo 4 si riportano le caratteristiche dei materiali strutturali;
- Nel Capitolo 5 è definita la stratigrafia di progetto per le opere in esame;
- Nel Capitolo 6 è indicata la classificazione sismica del sito di costruzione;
- Nel Capitolo 7 si descrivono i criteri generali di progettazione in accordo alla normativa vigente;
- Nel Capitolo 8 si descrive l'impostazione del modello di calcolo;
- Nel Capitolo 9 si riporta l'analisi dei carichi;
- Nel Capitolo 10 sono presenti i risultati strutturali e geotecnici delle opere analizzate;
- Nel Capitolo 11 è approfondiscono le verifiche strutturali;
- Nel Capitolo 12 si mostrano le verifiche geotecniche più gravose.

PROGETTAZIONE ATI:

## 2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Saranno riportate le dimensioni geometriche delle opere di sostegno in esame: esse sono suddivise in funzione dell'altezza raggiunta per il sostegno del terreno e/o strade retrostanti. Sono misure di muri tipologici, quindi questi ultimi si andranno ad adattare alle quote stradali.

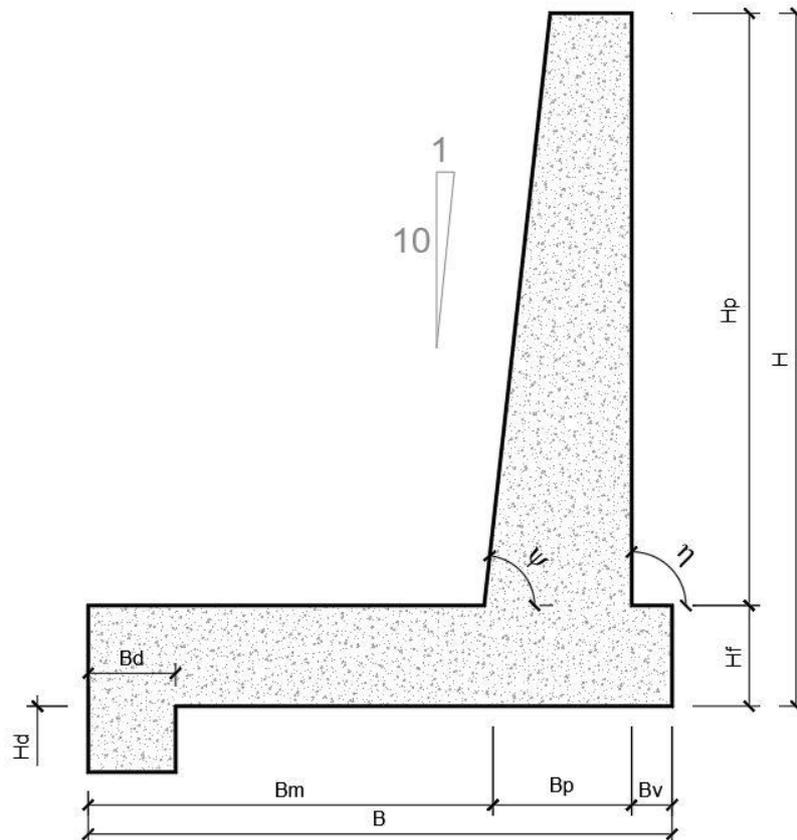


Figura 2-1: Misure geometriche del muro a mensola

SEZIONE tipo	H <sub>p</sub> (m)	H <sub>f</sub> (m)	H (m)	B <sub>v</sub> (m)	B <sub>p</sub> (m)	B <sub>m</sub> (m)	B (m)	B <sub>c</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)	B <sub>d</sub> (m)
H3.5	3,50	0,80	4,30	0,50	1,05	2,45	4,00	0,70	0,00	0,00
H5	5,00	1,00	6,00	1,00	1,20	2,80	5,00	0,70	0,50	0,50
H6	6,00	1,00	7,00	1,00	1,30	3,70	6,00	0,70	0,50	0,50
H7	7,00	1,20	8,20	1,00	1,40	4,60	7,00	0,70	0,60	0,60
H8	8,00	1,30	9,30	1,00	1,50	6,00	8,50	0,70	0,60	0,60
H10	10,00	1,30	11,30	1,00	1,70	7,30	10,00	0,70	0,60	0,60
H11	11,00	1,30	12,30	1,00	1,80	8,70	11,50	0,70	0,60	0,60

Tabella 2-1: Geometria delle sezioni dei muri di sostegno

I muri di sostegno presenti nel ramo stradale chiamato “Uscita Sud-Ovest”, presentano una conformazione a causa di alcune aree private presenti nella zona, oltre al fatto di voler impedire un movimento terra troppo gravoso. Tali opere hanno in testa al paramento uno sbalzo, necessario per poter sorreggere la struttura stradale superiore. In seguito la geometria analizzata:

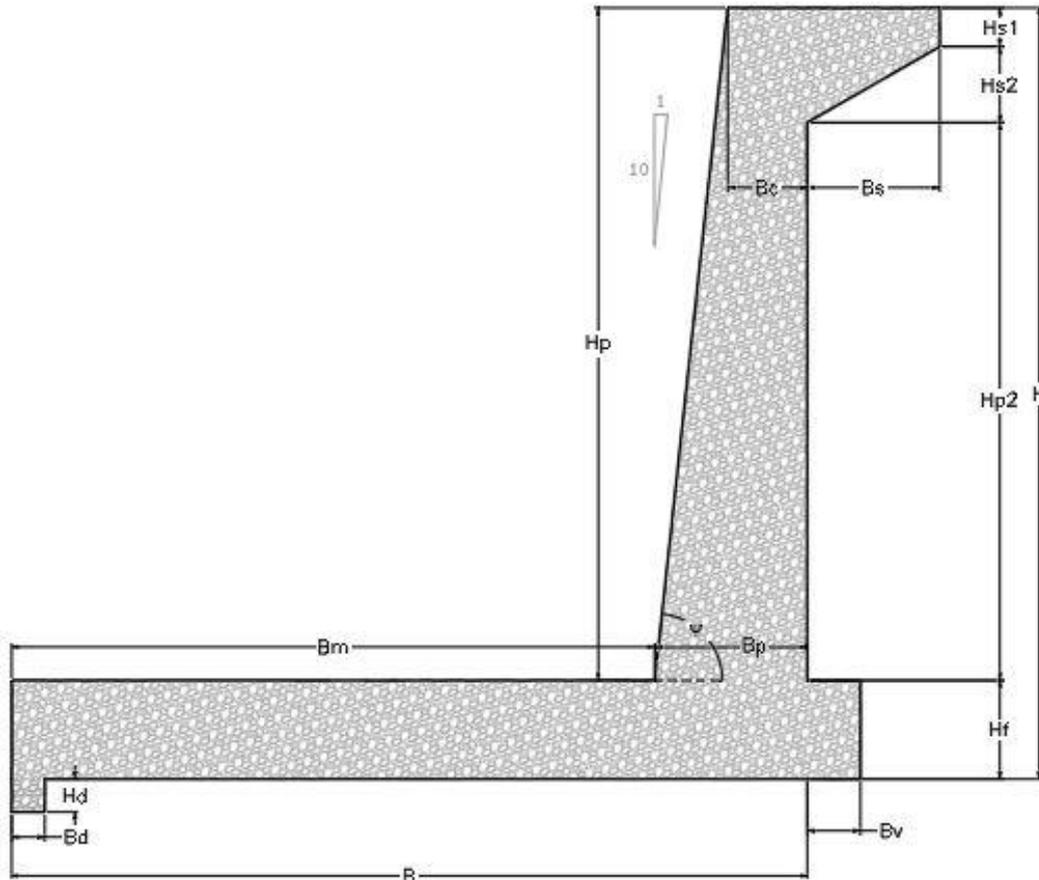


Figura 2-2: Misure geometriche del muro a mensola con sbalzo

SEZIONE	$H_p$	$H_f$	$H$	$B_v$	$B_p$	$B_m$	$B$	$B_c$	$B_s$	$H_{s1} + H_{s2}$
tipo	(m)									
H10s	10,00	1,30	11,30	1,00	1,70	7,80	10,50	0,70	2,00	1,15+0,60

Tabella 2-2: Geometria delle sezioni dei muri di sostegno con sbalzo

Anche qui sono presente dei denti di fondazione a valle della soletta di dimensioni “ $H_d \times B_d$ ” pari a 0.60 m x 0.60 m.

### **3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica:

- [1] D.P.R. n° 380 del 06/06/2001, integrato ai sensi del D.Lgs. n° 301 del 27/12/2002 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- [2] UNI EN 206-1:2016 – “Calcestruzzo-Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [3] UNI 11104:2016 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”;
- [4] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni” - GU n°42 del 20/2/2018;
- [5] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» - Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 35, supplemento ordinario n. 5;
- [6] CNR-DT 207 R1/2018 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- [7] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [8] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

#### **4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI**

##### **4.1 CALCESTRUZZO**

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

- **Calcestruzzo magro - magrone**

Classe di resistenza minima	C12/15
Classe di esposizione	X0
Rapporto A/C	≤ 0,70
Dimensione max. aggregati	20mm

- **Calcestruzzo per fondazioni muri**

Classe di resistenza minima	C32/40
Classe di esposizione	XC3
Classe consistenza	S4
Tipo di cemento	CEM Classe N
Rapporto A/C	≤ 0,60
Dim. max. nominale aggregato	30 mm
Copriferro nominale (EN1992-1-1)	40 mm

- **Calcestruzzo per elevazione muri**

Classe di resistenza minima	C32/40
Classe di esposizione	XC4 + XD3
Classe consistenza	S4
Tipo di cemento	CEM Classe N
Rapporto A/C	≤ 0,55
Dim. max. nominale aggregato	30 mm
Copriferro nominale (EN1992-1-1)	40 mm

##### **4.2 ACCIAIO**

- **Acciaio per armature ordinarie**

Tipo	B450C
Tensione caratteristica di snervamento ( $f_{yk}$ )	≥ 450 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura ( $f_{tk}$ )	≥ 540 N/mm <sup>2</sup>

### 4.3 ULTERIORI SPECIFICHE RELATIVE AI MATERIALI

#### 4.3.1 CALCESTRUZZO

La prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza al getto ed il diametro massimo dell'aggregato, nonché la classe di esposizione ambientale, di cui alla norma UNI EN 206:2016.

Per le caratteristiche dei calcestruzzi si fa riferimento alle formule indicate di seguito:

- resistenza a compressione cubica:  $R_{ck}$
- resistenza a compressione cilindrica:  $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$
- resistenza a compressione cilindrica media:  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  [N/mm<sup>2</sup>]
- resistenza media a trazione semplice per classi <C50/60:  $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$
- modulo elastico:  $E_{cm} = 22000 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$  [N/mm<sup>2</sup>]
- coefficiente di Poisson: 0.20

La forte importanza che riveste la durabilità dell'opera in funzione dell'ambiente nel quale è inserita ha comportato una notevole attenzione alle tipologie dei materiali da utilizzarsi per le strutture da realizzare. Si consideri, infatti, che il manufatto deve garantire adeguati livelli di sicurezza anche dopo l'inevitabile degrado dei materiali dovuto al tempo ed all'azione degli agenti atmosferici.

Tutti questi elementi ambientali costituiscono dei fattori importantissimi dai quali non è possibile esulare quando si stabilisce la tipologia dei materiali che saranno impiegati per la realizzazione dell'opera, pensando questo nell'ottica di garantire alla stessa una vita media compatibile con l'investimento che si sta realizzando.

Ai fini di una corretta prescrizione del calcestruzzo, occorre classificare l'ambiente nel quale ciascun elemento strutturale sarà inserito. Per "ambiente", in questo contesto, si intende l'insieme delle azioni chimico-fisiche alle quali si presume che potrà essere esposto il calcestruzzo durante il periodo di vita delle opere e che causa effetti che non possono essere classificati come dovuti a carichi o ad azioni indirette quali deformazioni impresse, cedimenti e variazioni termiche.

In funzione di tali azioni, sono individuate le classi e sottoclassi di esposizione ambientale del calcestruzzo elencate nella tabella che segue.

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206 -1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	<b>XS1</b>	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare .	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	<b>XS2</b>	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	<b>XS3</b>	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battaglia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *</b>						
2 b	<b>XF1</b>	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	<b>XF2</b>	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	<b>XF3</b>	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	<b>XF4</b>	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	<b>XA1</b>	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	<b>XA2</b>	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	<b>XA3</b>	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:  - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;  - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>***) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Le resistenze caratteristiche  $R_{ck}$  della tabella precedente sono da considerarsi quelle minime in relazione agli usi indicati in funzione della classe di esposizione.

Le miscele non presenteranno un contenuto di cemento minore di  $340 \text{ kg/m}^3$ . La definizione di una soglia minima per il dosaggio di cemento risponde all'esigenza di garantire in ogni caso una sufficiente quantità di pasta di cemento, condizione essenziale per ottenere un calcestruzzo indurito a struttura chiusa e poco permeabile. Nelle normali condizioni operative, il rispetto dei valori di  $R_{ck}$  e a/c della tabella precedente può comportare dosaggi di cemento anche sensibilmente più elevati del valore minimo indicato.

## 5. STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Per la definizione della stratigrafia di progetto e delle caratteristiche dei materiali si è fatto riferimento alla relazione geotecnica e ai profili geotecnici a cui si rimanda.

La zona geotecnica è caratterizzata da due strati di limo e argilla debolmente e mediamente sabbioso, con al di sotto è presente uno strato ghiaioso.

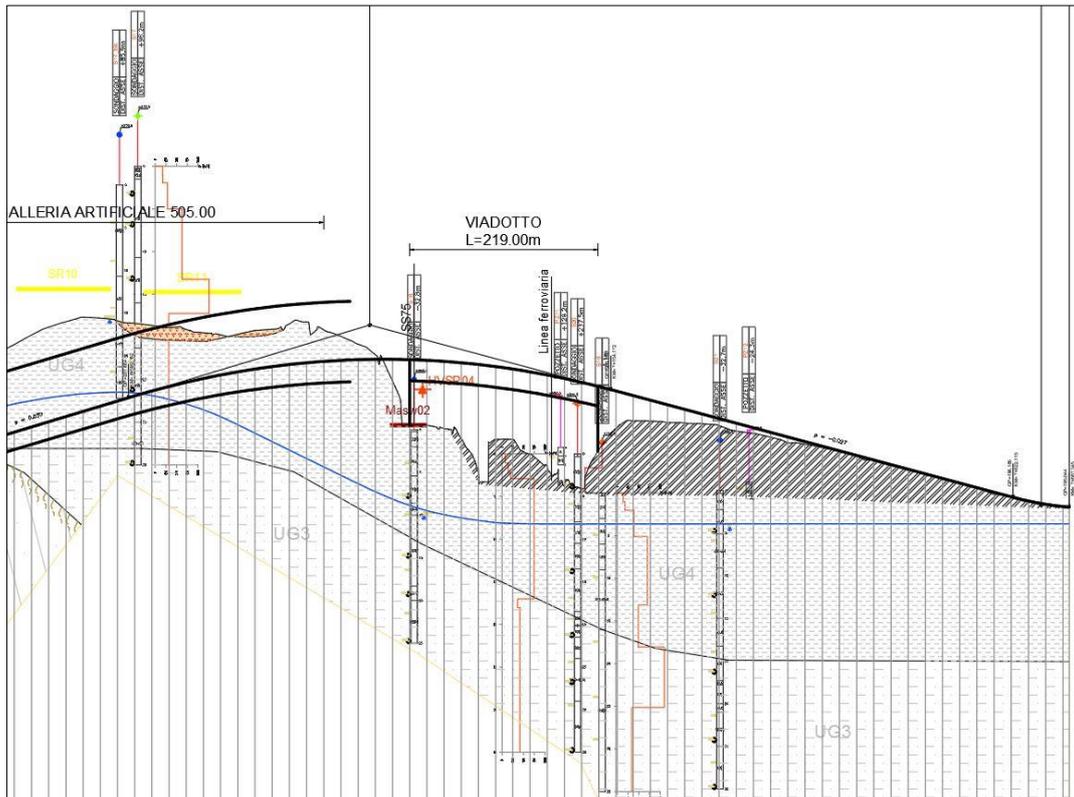


Figura 5.1 Stralcio di profilo geotecnico

### 5.1 PARAMETRI DEL TERRENO

I parametri geotecnici assunti in fase di progetto, in via cautelativa, sono:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE UNITA' GEOTECNICHE								
UNITA'	Descrizione	$\gamma_h$	$c'$	$f'$	$c$		$E$	
		( $\text{kN/m}^3$ )	(kPa)	(°)	(kPa)	(MPa)		
UG1	Limo con argilla sabbioso	18 - 19	5 - 10	25 - 27	50 - 80		20 - 25	
UG2	Ghiaia sabbiosa limosa/Sabbia limosa	18 - 22	0 - 5	29 - 35	-		40 - 60	
UG3	Limo e argilla da sabbioso a debolmente sabbioso	19 - 21	5 - 20	24 - 30	$z < 10\text{m}$	170 - 200	45 - 60	
					$10\text{m} < z < 30\text{m}$	200 - 250		
					$z > 30\text{m}$	250 - 300		
UG4	Limo con argilla sabbioso	18 - 20	0 - 10	25 - 29	100 - 140		$z < 10\text{m}$	25 - 35
							$z > 10\text{m}$	35 - 45

Tabella 5-1: Caratteristiche geotecniche dei terreni

Inoltre le opere di sostegno sono poste su un terreno di riporto esistente (RIE) le cui caratteristiche sono le seguenti:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE UNITA' GEOTECNICHE DI RIPORTO						
UNITA'	Descrizione	$\gamma_n$	$c'$	$f'$	$c_u$	$E$
		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)	(MPa)
RIE	Terreno di riporto esistente	19 - 20	0 - 10	28 - 29	-	20 - 25
RIP	Terreno di riporto nuovo	19 - 20	0 - 10	35	-	20 - 25

**Tabella 5-2: Caratteristiche geotecniche dei terreni di riporto esistenti e nuovi**

## 5.2 LIVELLO DI FALDA

Nei calcoli si è assunto un livello di falda ad una quota di circa 8.50 m sotto il piano campagna.

## 6. VALUTAZIONE SISMICA

In accordo alle NTC2018, l'azione sismica da considerare nelle verifiche dei diversi stati limite di progetto è definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, a sua volta espressa in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale ( $a_g$ );
- ordinate dello spettro di risposta elastica in accelerazione  $S_e(T)$  "ancorato" al valore di  $a_g$ , facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR per la vita utile della struttura.

Data la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, funzione dello Stato Limite di interesse per la verifica, la forma spettrale è definita attraverso i valori dei seguenti parametri relativi ad un sito di riferimento rigido e orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nei paragrafi seguenti saranno stabiliti il periodo di riferimento per l'azione sismica sulla base della classificazione delle opere in progetto e gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, insieme ai periodi di ritorno corrispondenti.

### 6.1 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La Vita Nominale di progetto di un'opera ( $V_N$ ), intesa come il numero di anni in cui la stessa può essere usata per lo scopo al quale è destinata purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è così stabilita dalle NTC2018:

- $V_n \leq 10$  anni, per costruzioni temporanee e provvisorie;
- $V_n \geq 50$  anni, per costruzioni con livelli di prestazioni ordinari;
- $V_n \geq 100$  anni per costruzioni con livelli di prestazioni elevati.

Le verifiche sismiche di opere con  $V_N \leq 10$  anni o di opere in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto prevede che la condizione provvisoria permanga per meno di 2 anni.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, per tutte le in esami si assumerà:

**$V_N = 50$  anni.**

Con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, le Norme Tecniche distinguono le costruzioni in classi d'uso, legate ad esigenze di operatività nelle fasi immediatamente successive ad un evento sismico.

Le classi d'uso, caratterizzate mediante il coefficiente d'uso ( $C_U$ ), sono così definite:

- Classe I ( $C_U=0.7$ ): costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II ( $C_U=1.0$ ): [...] Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. [...];
- Classe III ( $C_U = 1.5$ ): [...] Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza [...].
- **Classe IV** ( $C_U = 2.0$ ): [...] Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico [...].

Di conseguenza è attribuita la Classe IV ( $C_U=2.0$ ).

PROGETTAZIONE ATI:

L'azione sismica da considerare nelle verifiche è fissata in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che, per ciascun tipo di opera, si ricava moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Alla luce di quanto sopra esposto, il periodo di riferimento  $V_R$  rispetto al quale calcolare l'azione sismica di progetto è, per tutte le opere:

$$V_R = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni.}$$

La strategia di progettazione per i differenti stati limite di cui al punto 3.2.1 delle NTC-2018 è quindi ricavata dalla seguente formula (formula 3.2.0 delle NTC-2018), in funzione delle probabilità di superamento  $P_{VR}$  indicate in tabella 3.2.I nel periodo di riferimento  $V_R$  (si veda anche la *tabella seguente*):

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 6-1: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$  per differenti stati limite (NTC-2018)

I valori del tempo di ritorno  $T_R$  in anni per l'opera in esame risultano pertanto:

Tempo di di ritorno $T_R$	
SLO	60 anni
SLD	101 anni
SLV	949 anni
SLC	1950 anni

Tabella 6-2: Tempo di ritorno sismico

## 6.2 PERICOLOSITÀ SISMICA

Nelle norme tecniche NTC-2018 (Allegato B) sono forniti, secondo un reticolo di riferimento e per differenti intervalli di riferimento, i parametri sismici  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per un sito rigido orizzontale (come definiti al paragrafo 3.2 delle NTC-2018) necessari per la determinazione delle azioni sismiche. Qualora l'area in esame non ricada in corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri di interesse possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento, mediante la seguente espressione:

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

in cui:

$p$  è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

$p_i$  è il valore del parametro di interesse nell' $i$ -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

$d_i$  è la distanza del punto in esame dall' $i$ -esimo punto della maglia suddetta.

PROGETTAZIONE ATI:

Inoltre, qualora le tabelle di pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contemplino il periodo di ritorno  $T_R$  corrispondente alla  $V_R$  e  $P_{VR}$  prefissati, il valore del generico parametro  $p$  ( $a_g, F_O, T_C^*$ ) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione a partire dai dati relativi di  $T_R$  previsti nella pericolosità sismica, utilizzando la seguente espressione, in allegato A alle NTC-2018:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

$p$  è il valore del parametro di interesse al  $T_R$  desiderato;

$T_{R1}, T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori di  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

Di seguito si riportano i valori dei parametri sismici  $a_g, F_O, T_C^*$  riferiti alle coordinate geografiche dell'opera oggetto di verifica.

Coordinate 44,5858° N / 11,4027° O				
	$T_R$ (anni)	$a_g$ [g]	$F_O$	$T_C^*$ (s)
<b>SLD</b>	101	0.159	2.418	0.286
<b>SLV</b>	949	0.317	2.449	0.317
<b>SLC</b>	1950	0.365	2.478	0.326

Tabella 6-3: Parametri sismici

### 6.3 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

In accordo alle Norme Tecniche, le categorie di sottosuolo vengono distinte principalmente in funzione dei valori di  $V_S$  che caratterizzano il volume significativo del terreno con cui l'opera interagisce. La scelta deriva dal fatto che l'amplificazione sismica di un deposito è dipendente dal modulo di taglio a piccole deformazioni ( $G_0$ ), a sua volta legato alla velocità di propagazione delle onde di taglio a piccole deformazioni mediante la ben nota relazione:

$$G_0 = \rho \cdot V_S^2$$

essendo  $\rho$  la densità del materiale che costituisce il deposito.

Per un dato sito, le Norme definiscono la velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ( $V_{S,eq}$ ) mediante la formula:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

essendo  $H$  lo spessore complessivo del deposito sopra al substrato,  $h_i$ =spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato compreso e  $V_{S,i}$ =velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato.

Per i siti nei quali la profondità del substrato è maggiore di 30 m (condizione sempre riscontrata lungo il tracciato), si pone  $H=30$  m e nella formula si considereranno gli strati fino a 30 m. La velocità equivalente viene indicata come  $V_{S,30}$ .

In accordo alle NTC2018, l'effetto della risposta sismica locale sulla pericolosità di base si valuta mediante il coefficiente di sito ( $S$ ), funzione sia della categoria di sottosuolo sopra determinata ( $S_S$ ) sia dell'andamento piano altimetrico della superficie topografica ( $S_T$ ):

$$S = S_S \cdot S_T.$$

PROGETTAZIONE ATI:

Il coefficiente  $S_s$  per ciascuna categoria di sottosuolo si ricava dalle espressioni fornite in Tabella 3.2.IV al par. 3.2.3 delle Norme Tecniche.

**Tabella 6-4: Tab. 3.2.IV delle Norme Tecniche (espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$ )**

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per le opere in progetto si assume la **categoria di suolo C**.

Per quanto riguarda l'eventuale amplificazione topografica, al coefficiente  $S_T$  possono essere assegnati i valori seguenti in funzione della categoria topografica corrispondente.

**Tabella 6-5: Tab. 3.2.III delle Norme Tecniche (categorie topografiche)**

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Considerato che il tracciato insiste su terreni sostanzialmente terreni con inclinazione media  $i > 15^\circ$  (**cat. T2**), si assume, indipendentemente dall'ubicazione dell'opera,  $S_T = 1.200$ .

#### 6.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA LOCALE

In funzione delle categorie sopra definite è possibile definire i corrispondenti coefficienti amplificativi (dalla relazione geotecnica, il parametro  $S_s$  è già stato applicato per la determinazione di  $a_g$  [g]):

- $S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.000
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica = 1.200
- $C_c$  = coefficiente funzione della cat. di sottosuolo = 1.384

L'accelerazione massima di progetto è data da  $A_{max}[g] = a_g \cdot S_s \cdot S_T$

Categoria di sottosuolo					
		$T_R$ (anni)	$a_g$ [g]	S	$A_{max}$ [g]
B	SLD	101	0.159	1.200	0.176
	SLV	949	0.317	1.200	0.350
	SLC	1950	0.365	1.200	0.404

**Tabella 6-6: Azioni delle accelerazioni massime attese in sito**

## 6.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA SUI MANUFATTI

Le azioni sismiche di progetto sono definite sulla base dei dati derivanti dalla pericolosità sismica ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ), della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito come definite al paragrafo 3.2.2 delle NTC-2018.

In funzione delle categorie sopra definite è possibile ottenere i corrispondenti coefficienti amplificativi agli SLV:

$$A_{\max}(\text{SLV})[\text{g}] = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0,350 \text{ g}$$

$$A_{\max}(\text{SLD})[\text{g}] = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0,176 \text{ g}$$

### 6.5.1 AZIONE PSEUDOSTATICA PER I MURI DI SOSTEGNO

Seguendo l'approccio pseudo-statico, l'azione sismica è rappresentata tramite una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Tali coefficienti sismici,  $k_h$  e  $k_v$ , possono essere valutati secondo quanto segue:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Dove:

- $\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa in sito;
- $a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa in sito;
- $g$  = accelerazione di gravità

Il coefficiente riduttivo  $\beta_m$  è funzione dello Stato Limite considerato e degli spostamenti relativi tra terreno e struttura. Nel caso in cui tali spostamenti sono ammessi, il coefficiente riduttivo può assumere i seguenti valori:

- $\beta_m = 0.38$  nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLV)
- $\beta_m = 0.47$  nelle verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLD)

I valori dei coefficienti sismici (caso SLV)  $k_h$  e  $k_v$  sono quindi definiti di seguito:

- $k_h(\text{SLV}) = 0.199$
- $k_h(\text{SLV}) = 0.123$
- $k_v(\text{SLV}) = \pm 0.099$
- $k_v(\text{SLV}) = \pm 0.062$

Si nota infine che in condizioni sismiche, lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di  $\beta_m$  incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

### 6.5.2 SPINTA DELLE TERRE IN CONDIZIONE SISMICA

La spinta addizionale indotta dal sisma su elementi verticali e con riempimento piano può essere valutata in riferimento alla formulazione pseudo-statica in forma chiusa di Mononobe-Okabe. Anch'essa si rifà all'analisi dell'equilibrio limite di un cuneo di terreno instabile a contatto con l'opera di sostegno, con superficie di scorrimento piana. Il metodo tiene conto della forza d'inerzia della massa del cuneo instabile, considerata applicata nel baricentro del cuneo stesso, derivante

dall'accelerazione sismica. A tale scopo, nella definizione del coefficiente di spinta attiva, il metodo considera un angolo di rotazione addizionale:

$$\theta = \arctan \left( \frac{k_h}{1 + k_v} \right)$$

Per cui l'espressione del coefficiente di spinta attiva si modifica come segue:

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[ \left( 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right) \right]^2}$$

Ai sensi delle NTC 2018, si può assumere che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca nello stesso punto di applicazione della spinta statica (H/3).

La spinta del terreno a tergo del muro in condizioni sismiche, pertanto, si valuta semplicemente sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche  $k_a$  il coefficiente  $k_{a,s}$  sopra definito, per avere una spinta pari a:

$$Sa = 0.5 * \gamma' * k_{a,s} * H^2$$

### 6.5.3 FORZE D'INERZIA

In accordo con il Capitolo 7.11.6.2.1 della normativa, l'analisi della spinta delle terre in condizioni sismiche può essere effettuata seguendo un metodo pseudo-statico.

Questa tipologia di analisi consente di considerare l'azione dinamica indotta dal sisma attraverso una statica equivalente: essa è pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLV) i valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni già definite in precedenza:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm \frac{k_h}{2}$$

Assumendo che la struttura in esame ammetta spostamenti relativi rispetto al terreno, la norma prevede di considerare un valore unitario per il coefficiente  $\beta_m$  minore dell'unità.

Le forze d'inerzia orizzontali e verticali sono pari a:

$$f_{i,H} = k_h \cdot w_i \quad f_{i,V} = \pm k_v \cdot w_i$$

dove  $w_i$  è il peso associato alla massa dell'elemento i-esimo considerato.

### 6.5.4 SPINTA DEL SOVRACCARICO STRADALE IN CONDIZIONI SISMICHE

In condizioni sismiche si tiene conto del sovraccarico accidentale  $q_s$ , in questo caso funzione del peso derivante dalla carreggiata stradale e dal traffico veicolare.

Esso da luogo ad un incremento di spinta attiva pari a:

$$Sa = k_{a,s} * q_s$$

avente una distribuzione uniforme lungo l'altezza del muro di contenimento. La risultante di tale spinta è pertanto, applicato a H/2:

$$Sa = k_{a,s} * q_s * H$$

## 7. CRITERI DI PROGETTAZIONE E COMBINAZIONI DI CALCOLO

Il progetto delle opere di sostegno in esame è stato svolto, secondo quanto prescritto dalle normative vigenti (NTC 2018), valutandone la sicurezza e le prestazioni in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale delle opere stesse:

- Stati limite ultimi (SLU), il superamento dei quali ha carattere irreversibile e si definisce collasso: crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi (totali o parziali), anche a seguito di eventi eccezionali (ad es. urti);
- Stati limite di esercizio (SLE), il superamento dei quali può avere carattere reversibile o irreversibile e determina l'incapacità delle opere di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

### 7.1 COMBINAZIONE DELLE AZIONI (CAP. 2.5.3 D.M. 17/01/2018)

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

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

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

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

La progettazione e verifica degli elementi strutturali è condotta in conformità alla normativa vigente Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (DM 17/01/2018). Le verifiche tensionali degli elementi

PROGETTAZIONE ATI:

strutturali sono eseguite col metodo degli stati limite. Ai fini del dimensionamento e delle verifiche sono stati presi in esame i seguenti approcci di calcolo, secondo quanto specificato in NTC 2018:

Per ognuno degli stati limite sopra definiti si adotteranno le combinazioni di carico definite precedentemente.

## 7.2 COEFFICIENTI DELLE AZIONI AGLI STATI LIMITE

Per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d.$$

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza. La verifica della condizione ( $E_d \leq R_d$ ) deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

- Combinazione 1      A1+M1+R1
- Combinazione 2      A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti:

- Combinazione      A1+M1+R3

Per entrambi gli approcci, i coefficienti parziali sulle azioni (A) e sui materiali (M) sono riassunti rispettivamente nelle tabelle 2 e 3.

Nel caso in cui si consideri la condizione di urto per svio (condizione applicata unicamente agli SLU), per la definizione dei fattori parziali sulle azioni si fa riferimento alla combinazione "eccezionale", definita al Par. 2.5.3 delle NTC2018. In tale combinazione si applicano i fattori parziali delle azioni secondo quanto prescritto, mentre i fattori parziali sugli spostamenti e sulle resistenze sono definiti in accordo con l'approccio considerato.

In presenza di sisma, gli Stati Limite di riferimento per le verifiche sono suddivisi in:

- Stati limite di Esercizio:
  - Stato Limite di immediata Operatività SLO per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative dopo l'evento sismico.
  - Stato Limite di Danno SLD definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.
- Stati Limite Ultimi:
  - Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana SLV, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
  - Stato Limite di Prevenzione del Collasso SLC, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

In condizioni sismiche, la resistenza di progetto  $R_d$  deve essere confrontata con azioni di progetto  $E_d$  definite adottando un coefficiente unitario sulle azioni.

Per la verifica agli SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali della tabella sotto riportata (Rif. Tab. 6.2.I-II e 6.5.I delle NTC 2018):

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2$ <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

I coefficienti di combinazione dei carichi, applicati secondo le varie combinazioni, sono riferiti alla Tab. 2.5.I delle NTC 2018:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

### 7.3 CRITERI PER LA VERIFICA STRUTTURALE DELLE SEZIONI

#### 7.3.1 VERIFICHE A FLESSIONE E PRESSOFLESSIONE

La verifica alle sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e flessione composta) è stata fatta con uno specifico programma in cui, inserendo le caratteristiche geometriche della sezione, delle armature e delle sollecitazioni desunte dai precitati tabulati di calcolo, si ottiene, per i materiali ipotizzati, il momento resistente che dovrà risultare maggiore del momento agente.

Con riferimento alla sezione pressoinflessa retta, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma - \varepsilon$ :

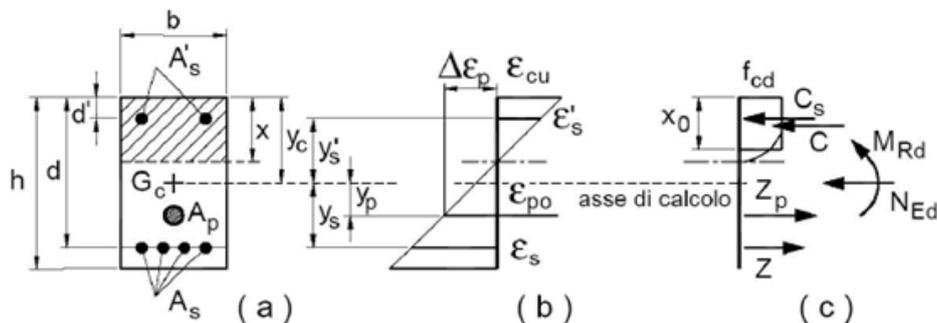


Figura 7-1: Schema verifica a pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione vengono condotte confrontando le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando il corrispondente fattore di sicurezza (FS) come rapporto tra la sollecitazione resistente e quella massima agente.

$$FS = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \geq 1$$

Le verifiche flessionali agli SLU sono eseguite adottando le seguenti ipotesi:

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

### 7.3.2 VERIFICHE A TAGLIO

Per la verifica di resistenza agli SLU, con riferimento alle sollecitazioni taglianti, deve risultare:

$$FS = \frac{V_{Rd}}{V_{Ed}} \geq 1$$

Si fa riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- $V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ , resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;
- $V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg(\alpha) + ctg(\theta)) \cdot \sin \alpha$ , valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento;
- $V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg(\alpha) + ctg(\theta)}{1 + ctg^2(\theta)}$ , valore di progetto del massimo di sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ , con d espresso in mm;
- $\rho_l = \frac{A_{Sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale;
- $A_{Sl}$  è l'area dell'armatura tesa;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;
- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $A_c$  è l'area della sezione in calcestruzzo;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;
- $s$  è il passo delle staffe;
- $f_{yd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio
- $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura resistente a taglio rispetto all'asse dell'elemento;
- $\theta$  è l'inclinazione della biella di calcestruzzo compressa e deve essere  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

### 7.3.3 VERIFICHE A TORSIONE

Con riferimento alla NTC 2018 – cap.4, si deve prevedere che:

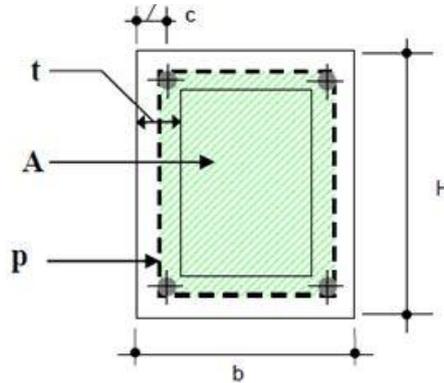
$$M_{tRd} \geq M_{tEd}$$

In cui  $M_{tEd}$  è il valore di calcolo del momento torcente agente. La resistenza a torsione lato cls viene calcolata con:

$$M_{tRcd} = 2 * A * t * f_{cd} * \frac{ctg \theta}{1 + ctg^2 \theta}$$

In cui è stato assunto che  $t \geq (2*d)$ , per sezioni piene, sia pari a  $\frac{A_c}{u}$  dove :

- $A_c$  = area sezione;
- $U$  = perimetro sezione;



**Figura 7-2: Sezione cls per torsione**

La resistenza a torsione relativa alle armature trasversali viene calcolata con:

$$M_{tRtd} = 2 * A * \left(\frac{A_s}{S}\right) * f_{yd} * ctg \theta$$

In definitiva, in presenza di taglio e di momento torcente, l'area totale dell'armatura trasversale viene definita sommando l'area richiesta da ogni verifica.

La resistenza a torsione relativa all'armatura longitudinale si calcola con:

$$M_{tRld} = 2 * A * \left(\frac{\sum A_l}{u_m}\right) * \frac{f_{yd}}{ctg \theta}$$

dove

- $A$ : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
- $A_l$ : area barre longitudinali;
- $A_s$ : area delle staffe;
- $u_m$ : perimetro medio del nucleo resistente;
- $S$ : passo delle staffe.

La resistenza alla torsione del cordolo è la minore delle tre sopra definite:

$$M_{tRd} = \min (M_{tRcd}; M_{tRtd}; M_{tRsd})$$

### 7.3.4 VERIFICA A FESSURAZIONE (SLE)

Le verifiche dello stato fessurativo vengono condotte con riferimento alle combinazioni SLE frequente e SLE quasi-permanente. Esse dipendono dalle condizioni ambientali cui sono soggetti gli elementi da verificare.

In base alla tabella sotto riportata, la soletta inferiore ed il paramento sono realizzati rispettivamente in classe XC3 ed in classe XC4 + XD3 e le condizioni ambientali sono da considerarsi le seguenti:

- Soletta inferiore: Ordinarie
- Paramento: Molto Aggressive

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 7-1: Descrizione delle condizioni ambientali (da NTC- tab.4.1.III)

Un altro parametro necessario alla definizione dell'apertura limite di fessura è la sensibilità alla corrosione delle armature che per acciai ordinari viene usualmente considerata modesta. Dunque, sulla base della tabella di seguito mostrata, si possono determinare le verifiche da condurre per lo stato limite di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_{d,lim}$	Stato limite	$w_{d,lim}$
a	Ordinarie	Frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		Quasi permanente	ap. Fessure	$\leq w_1$	ap. Fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	Frequente	ap. Fessure	$\leq w_1$	ap. Fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	Frequente	formazione fessure	-	ap. Fessure	$\leq w_1$
		Quasi permanente	decompressione	-	ap. Fessure	$\leq w_1$

Tabella 7-2: Criteri di scelta dello stato di fessurazione (da NTC- tab.4.1.IV)

Le verifiche consistono nel soddisfacimento delle seguenti limitazioni:  $w_d \leq w_{d,lim}$  dove l'ampiezza media di fessura  $w_d$  può essere valutata in base alla procedura esplicitata di seguito secondo quanto riportato nella Circolare Ministeriale n. 7 del 21/01/2019 al par. C4.1.2.2.4. Nel caso in esame risultano pertanto le seguenti aperture limite di fessura per gli elementi strutturali:

Elemento strutturale	S.L.E. Frequente – $w_{d,lim}$ [mm]	S.L.E. Quasi permanente – $w_{d,lim}$ [mm]
Paramento	0.20	0.20
Soletta inferiore	0.40	0.30

Nello specifico l'apertura di fessura  $w_d$  è definita secondo la relazione:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

dove:

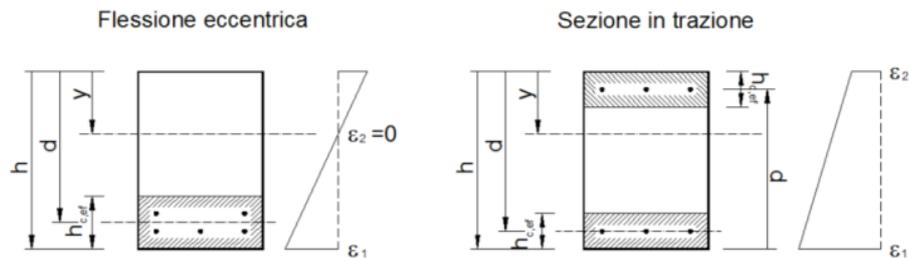
- $\varepsilon_{sm}$  = deformazione unitaria media delle barre di armatura
- $\Delta_{smax}$  = distanza massima tra le fessure

Il calcolo della deformazione unitaria media delle barre di armatura  $\varepsilon_{sm}$  avviene per mezzo delle seguenti relazioni:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- $\sigma_s$  = tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata.
- $\alpha_e$  = rapporto tra  $E_s$  ed  $E_{cm}$
- $\rho_{eff}$  = rapporto tra  $A_s$  e  $A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo attorno all'armatura di altezza  $h_{c,ef}$ . Tale altezza è definita come il minimo valore fra  $2.5(h - d)$ ,  $(h - y)/3$  e  $h/2$
- $k_t$  = fattore funzione della durata del carico assunto pari a 0.6 o 0.4 rispettivamente per carichi di breve e lunga durata.



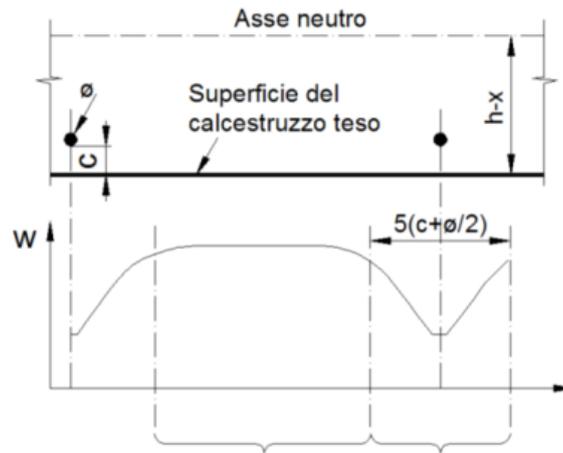
La distanza fra le fessure  $\Delta_{smax}$  può essere calcolata con l'espressione:

- Se la spaziatura fra le barre  $\leq 5 (c + \varnothing/2)$

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}}$$

- Se la spaziatura fra le barre  $> 5 (c + \varnothing/2)$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} & \text{nella zona di estensione } 5(c + \varnothing/2) \\ \Delta_{smax} = 1.3 \cdot (h - y) & \text{nella zona rimanente} \end{array} \right.$$



dove:

- $\varnothing$  = diametro equivalente delle barre di armatura calcolato come:  $\varnothing_{eq} = \frac{n_1\varnothing_1^2 + n_2\varnothing_2^2}{n_1\varnothing_1 + n_2\varnothing_2}$
- $c$  = ricoprimento dell'armatura
- $k_1$  = assunto pari a 0.8 o 1.6 rispettivamente per le barre ad aderenza migliorata e per le barre lisce
- $k_2$  = assunto pari a 0.5 o 1.0 rispettivamente per il caso di flessione semplice e di trazione semplice.

Nel caso di trazione eccentrica si utilizzano valori intermedi calcolati con la relazione:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

- $\varepsilon_{1,2}$  = deformazioni rispettivamente più grande e più piccola di trazione all'estremità della sezione considerata calcolate considerando la sezione fessurata.
- $k_3$  = 3.40
- $k_4$  = 0.425

Nel caso di combinazione Q.P., si vedrà che, già dal punto di vista dei bassi valori di tensioni, questa verifica è superflua.

### 7.3.5 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE)

La verifica di deformabilità la Circolare ci permette di bypassare il metodo rigoroso per travi e solai con luci non superiori a 10 m [C617 – C4.1.2.2.2], che consiste nel calcolare lo spostamento massimo di una membratura come combinazione dello spostamento della sezione una volta fessurata ed una volta non fessurata.

Lo spessore considerato nel paramento è una distanza media essendo questo rastremato. Nella verifica semplificata occorre, invece, verificare che il rapporto di snellezza  $\lambda=L/H$  tra luce e altezza rispetta la limitazione:

$$\lambda \leq \lambda_{Lim} = K \left[ 11 + \frac{0.0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \cdot \left[ \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} \cdot A_{s,calc}} \right]$$

Dove:

- $\lambda$  è la snellezza dell'elemento strutturale, calcolato come rapporto tra lunghezza dell'elemento e altezza della sezione;
- $K$  è un coefficiente correttivo che tiene conto del grado di vincolo della membratura;
- $\rho$  e  $\rho'$  sono le percentuali geometriche di armatura longitudinale, tesa e compressa;
- $f_{ck}$  è la tensione caratteristica del cls;
- $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio;
- $A_{s,eff}$  è l'area effettiva di armatura longitudinale;
- $A_{s,calc}$  è l'area di calcolo dell'armatura longitudinale.

### 7.3.6 VERIFICA DELLE TENSIONI (SLE)

Le verifiche delle tensioni sono eseguite in fasi di applicazione dei carichi: si verifica l'intera sezione alle combinazioni di carico Rara e Quasi permanente.

I valori limite sono descritti come seguono:

- Combinazione SLE Rara:  
 $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 19.20$  MPa per soletta;  
 $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 19.20$  MPa per paramento;  
 $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360$  MPa.
- Combinazione SLE Quasi permanente:  
 $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 14.40$  MPa per soletta;  
 $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 14.40$  MPa per paramento.

## 7.4 CRITERI PER LA VERIFICA GEOTECNICA DELLE SEZIONI

Nel rispetto delle norme vigenti (NTC 2018, par. 6.5.3.1.1), per i muri di sostegno devono essere prese in considerazione almeno le verifiche agli stati limite ultimi di seguito indicate.

- SLU di tipo Geotecnico (GEO) relative a condizioni di:
  - Scorrimento dell'opera sul piano di posa delle fondazioni;
  - Ribaltamento;
  - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
  - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), relative a condizioni di:
  - Raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale dell'insieme opera-terreno deve essere svolta secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2 + M2 + R2), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze riportati in Tabella 4.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+M3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali sulle resistenze.

### 7.4.1 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO SUL PIANO DI FONDAZIONE

Si fa riferimento al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC-2018. La risultante delle azioni orizzontali agenti sul muro deve risultare non superiore alla resistenza per attrito disponibile sul piano di imposta. Quest'ultima è pari al prodotto della risultante delle azioni verticali (azioni ortogonali al piano di imposta) per il coefficiente di attrito fondazione – terreno.

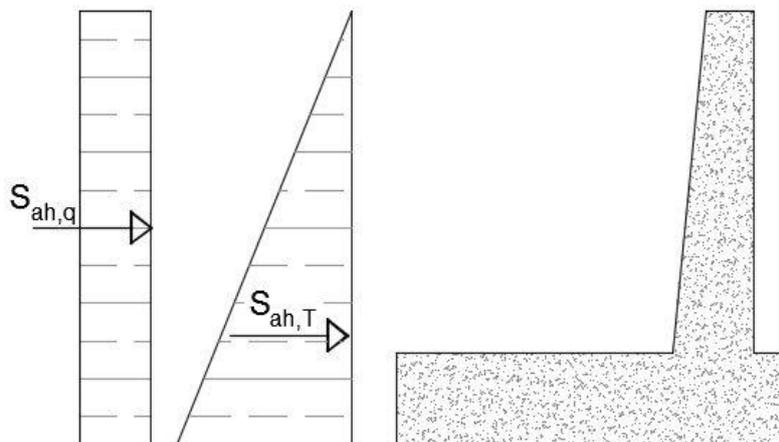


Figura 7-3: Applicazione spinte sul muro

Dunque posto:

- $N$  = risultante delle azioni caratteristiche ortogonali al piano di posa;
- $T_{ED}$  = risultante delle azioni di progetto parallele al piano di posa (indicate con  $S_{ah,q}$  per il sovraccarico e  $S_{ah,T}$  per il terreno);
- $\mu = \text{tg}(\varphi') =$  coefficiente di attrito fondazione-terreno, con  $\delta = \varphi$  per fondazioni gettate in opera (EC7 – 6.5.3);

PROGETTAZIONE ATI:

La verifica allo scorrimento è soddisfatta se, per ogni combinazione di carico, risulta:

$$\frac{(N \cdot \operatorname{tg} \varphi')}{T_{ED}} \geq 1,1 \quad (1,0 \text{ con sisma})$$

A meno di situazioni particolari, per le quali si rimanda alla normativa, la resistenza offerta dal terreno ed elementi presenti a valle del muro deve essere trascurata. Nel caso in questione la spinta passiva riguarda solo l'incidenza sul dente di fondazione: in tal caso viene considerata pari al 50%.

#### 7.4.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Si fa riferimento al paragrafo 6.5.3.1.1 delle NTC-2018.

La somma dei momenti delle forze esterne agenti sul muro (spinta del terrapieno, sovraccarichi, azioni climatiche, azioni eccezionali...), valutati rispetto allo spigolo di valle della soletta di fondazione, deve risultare non superiore alla somma dei momenti dovuti ai pesi propri della struttura (muro in c.a.), e del terreno o altri elementi gravanti sulla mensola di valle e delle masse eventualmente collegate al muro (ad es. barriere di sicurezza o antirumore), valutati rispetto allo stesso spigolo (con riferimento al precedente paragrafo 6.4.1, questi ultimi sempre a meno di situazioni particolari non vengono considerati all'interno delle verifiche).

Dunque, con riferimento al punto A evidenziato nella figura successiva, posto:

- $M_{INST}$  = risultante dei momenti ribaltanti di progetto;
- $M_{STAB}$  = risultante dei momenti stabilizzanti di progetto;

La verifica al ribaltamento è soddisfatta se, per ogni combinazione di carico, risulta:

$$M_{STAB} / M_{INST} \geq 1,15 \quad (1,0 \text{ con sisma}).$$

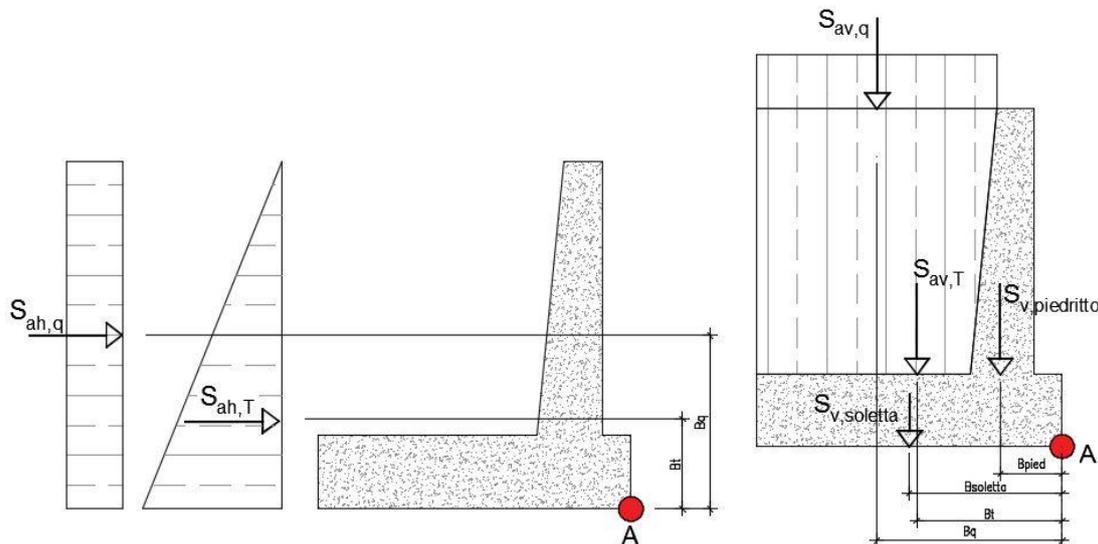


Figura 7-4: Spinte ribaltanti e spinte stabilizzanti al ribaltamento

### 7.4.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO (SUPERFICIALE)

La valutazione della capacità portante della fondazione del muro di sostegno viene condotta in accordo alle seguenti formule generalizzate di Brinch-Hansen:

$$q_{lim,eff} = \min \begin{cases} q_{lim,B} = s_q d_q i_q B g_q b_q (N_q q) + s_c d_c i_c B g_c b_c (N_c c') + s_\gamma d_\gamma i_\gamma B g_\gamma b_\gamma (N_\gamma \gamma B'/2) \\ q_{lim,L} = s_q d_q i_q L g_q b_q (N_q q) + s_c d_c i_c L g_c b_c (N_c c') + s_\gamma d_\gamma i_\gamma L g_\gamma b_\gamma (N_\gamma \gamma L'/2) \end{cases}$$

Con:

- $N_q, N_c, N_\gamma$  fattori di capacità portante:  
 $N_q = e^3 \tan \phi \tan^2(45 + \phi'/2)$   
 $3N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$   
 $N_\gamma = 2 * (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$
- $s_q, s_c, s_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
- $d_q, d_c, d_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa;
- $i_q, i_c, i_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi;
- $g_q, g_c, g_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- $b_q, b_c, b_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa;
- $q$  tensione verticale efficace agente al piano di posa della fondazione;
- $\gamma'$  peso dell'unità di volume efficace del terreno di fondazione;
- $B'$  e  $L'$  dimensioni della fondazione efficace.

Si definisce efficace la parte di fondazione reale rispetto alla quale la risultante dei carichi verticali di progetto QV risulta centrata. Per fondazioni rettangolari di larghezza B e lunghezza L, indicate con eB ed eL le componenti della eccentricità del carico rispettivamente in direzione B e L, le corrispondenti dimensioni efficaci sono:

$$B' = B - 2 eB ; L' = L - 2 eL$$

### 7.4.4 STIMA DEI CEDIMENTI IMMEDIATI

Dal punto di vista generico, il cedimento di una fondazione superficiale può essere approssimativamente stimato attraverso la seguente espressione:

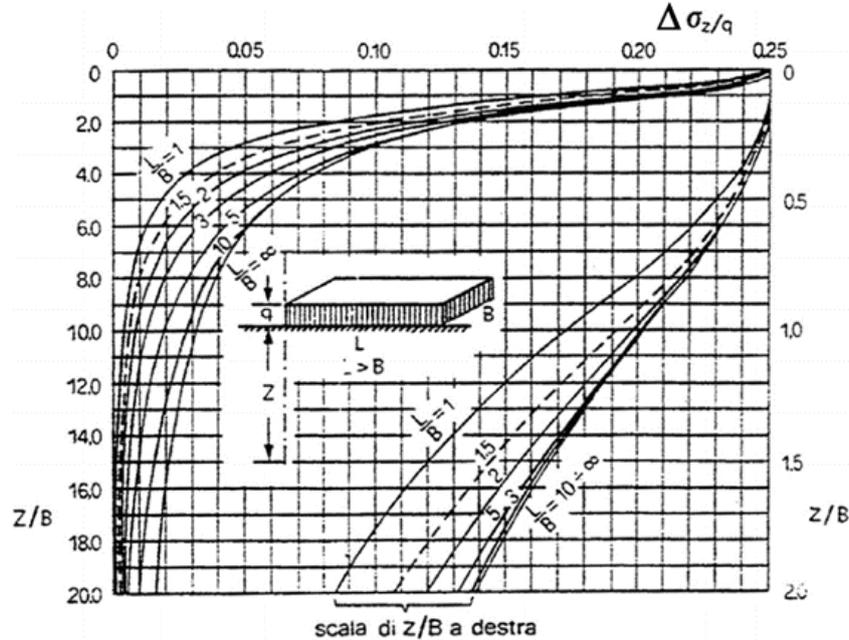
$$W_f = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta z_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

Dove:

- n è il numero degli strati con rigidità costante in cui può essere suddiviso il terreno di fondazione fino alla profondità di interesse;
- $\Delta z_i$  è l'altezza dello strato i-esimo;
- $\Delta \sigma_{zi}$  è l'incremento medio della tensione verticale indotto nello strato i-esimo dal carico applicato in superficie alla quota  $z = 0$  m;
- $E_i$  è il modulo di rigidità dello strato i-esimo.

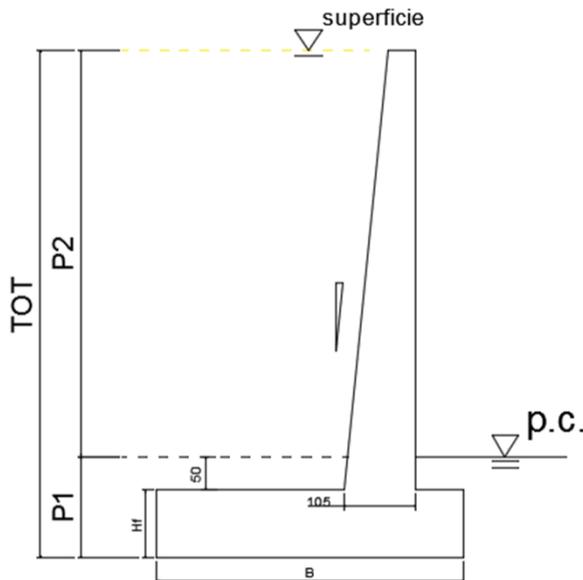
PROGETTAZIONE ATI:

In particolare gli incrementi di tensione verticali vanno calcolati in base al carico netto  $q - \sigma_z0$ , ipotizzando che il ciclo di scarico e successive ricarico sul piano di posa fino a  $\sigma_z0$  non producano deformazioni. Ogni stratificazione viene ipotizzata facendo riferimento alla soluzione di Boussinesq: un semispazio ideale, continuo, omogeneo, isotropo ed elastico lineare.



**Figura 7-5: Incrementi di tensione  $\Delta\sigma_z$  lungo la verticale per lo spigolo di un'area di carico uniforme.**

Considerando questo ragionamento per la determinazione dei cedimenti elastici, i carichi agenti sul terreno di fondazione vengono suddivisi in due parti, a cui corrispondono due calcoli di cedimenti:



- P1: distanza fondo scavo – p.c. I carichi presenti influiscono in un'area in cui già era presente del terreno di fondazione, quindi a quest'ultimo si può dare un grado di sovraconsolidazione uguale a 2, portando il relativo modulo elastico a  $2 * E$  [kPa];
- P2: distanza p.c.- superficie. Essendo qui non presente nessun carico prima della costruzione di tale opera, si considererà nel calcolo del cedimento un modulo elastico del terreno di fondazione pari ad  $E$ .

La somma derivante dai due cedimenti per P1 e P2 è il valore del cedimento finale.

### 7.4.5 STABILITÀ GLOBALE

Nei riguardi della stabilità globale verranno svolti i calcoli per SLU e SLV:

- SLU

Le verifiche di stabilità globale sono condotte secondo quanto specificato al Par. 6.8 delle NTC 2018 (Opere di materiali sciolti e fronti di scavo). Secondo quanto prescritto al Par. 6.8.2, le verifiche di stabilità globale sono condotte seguendo le seguenti combinazioni.

#### Combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2 + M2 + R2)

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

- SLV

Secondo quanto riportato al Cap. 7.11.4 delle NTC 2018, le verifiche in condizioni sismiche per i pendii ed i fronti di scavo riguardano la stabilità dei pendii, e possono essere utilizzati come metodi di verifica sia i metodi pseudostatici, sia metodi agli spostamenti. Per quanto riguarda la prima metodologia, l'azione sismica è rappresentata mediante un'azione statica equivalente proporzionale al peso del terreno. componenti verticale ed orizzontale di tale forza possono essere espresse come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Dove i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono rispettivamente:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

$\beta_s$  è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima, che tiene conto delle deformazioni attese dal sistema, e quindi dipende in generale dalla categoria di sottosuolo e dall'accelerazione attesa. Per quanto riguarda i fronti di scavo ed i rilevati, la normativa suggerisce i seguenti valori del coefficiente:

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ .

## 8. IMPOSTAZIONE DEL MODELLO

### 8.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

Le analisi della struttura sono state condotte mediante un modello di calcolo implementato nel software Microsoft Excel. Prima di procedere all'analisi del modello si rilasciano le dichiarazioni previste dalle NTC al paragrafo 10.2.

Per Microsoft Excel, tale programma è dedicato alla gestione di fogli elettronici, pensati per la pianificazione personale, familiare e aziendale.

Il programma è accompagnato da apposito Manuale di verifica, ove sono riportate le varie specifiche in funzione delle stringhe di comando, con risultati estratti da testi di letteratura e con risultati ottenuti mediante l'uso di altri programmi.

### 8.2 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

La sezione trasversale dell'opera è stata idealizzata come modello di calcolo piano di profondità unitaria.

Dato che si parla di un muro a mensola, lo schema ideale di calcolo è quello di schematizzare gli elementi costituenti il muro come mensole incastrate in corrispondenza del nodo tra piedritto e soletta.

La classificazione dei muri di sostegno viene effettuata considerando l'altezza dell'intero muro.

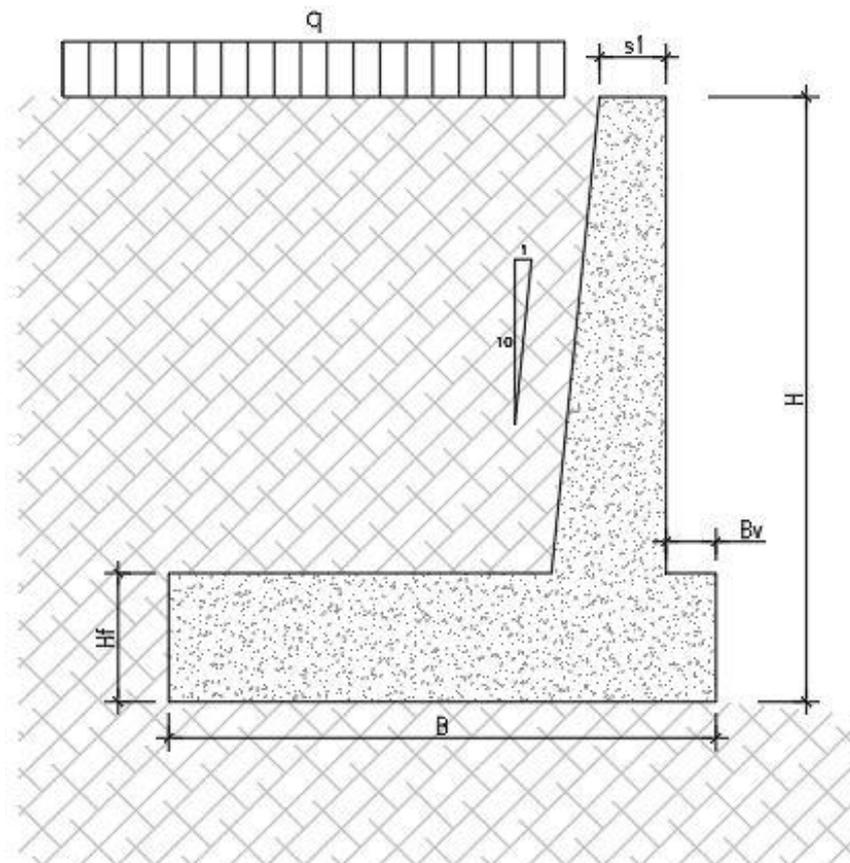


Figura 8.1: Modello 2D unifilare

### 8.3 CARICHI ELEMENTARI

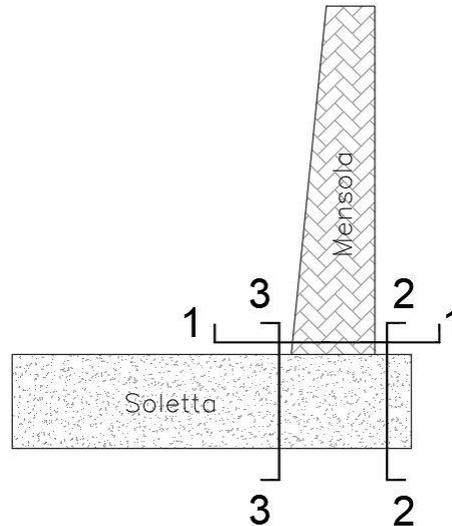
Sono stati definiti i seguenti carichi elementari, che verranno descritti nel capitolo successivo:

N	Carico in software	Descrizione
1	Peso proprio	Peso proprio della struttura
2	Permanenti	Carichi permanenti sulla struttura
3	Spinta delle terre	Spinta attiva del terreno sul piedritto
4	Carichi mobili traffico	Azione variabile da traffico veicolare sulla carreggiata stradale
5	Vento	Azione variabile data dal vento sui piedritti
6	Sisma_Oriz_G1	Forze di inerzia in direzione orizzontale (X) per carichi permanenti strutturali
7	Sisma_Vert_G1	Forze di inerzia in direzione verticale (Z) per carichi permanenti strutturali
8	Sisma_Oriz_G2	Forze di inerzia in direzione orizzontale (X) per carichi permanenti non strutturali
9	Sisma_Vert_G2	Forze di inerzia in direzione verticale (Z) per carichi permanenti non strutturali
10	Sovrappinta Sisma	Incremento sismico spinta terreno
11	Urto barriere	Azione eccezionale dato dall'urto di veicoli sulle barriere di protezione

**Tabella 8-1: Definizione dei carichi elementari**

### 8.4 SEZIONI DI VERIFICA

Si riportano di seguito le sezioni (indicate tramite i joint del modello di calcolo) per le quali si sono effettuate le verifiche allo stato limite, nei confronti della flessione (o pressoflessione), del taglio e dello sforzo normale, oltre che delle tensioni.



**Figura 8.2: Sezioni considerate per la verifica allo SLU,SLV e SLE**

## 9. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito sono riportate le analisi dei carichi elementari utilizzate ai fini delle combinazioni di carico impiegate per l'analisi dell'elemento strutturale.

### 9.1 CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

Gli elementi strutturali, in calcestruzzo armato, presentano un peso specifico pari a  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ . Tale carico viene valutato automaticamente dal software a partire dalla definizione della geometria dell'elemento e dal peso specifico del materiale.

### 9.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I carichi permanenti non strutturali si riferiscono al peso del terreno di ricoprimento, alla spinta laterale delle terre e, se presente, alla pressione dell'acqua.

#### 9.2.1 PAVIMENTAZIONE STRADALE

Si considera in sommità agente il carico della pavimentazione stradale, avente uno spessore pari a 0.56 m. A favore di sicurezza si tiene conto che tutto lo spessore sia composto da sola pavimentazione.

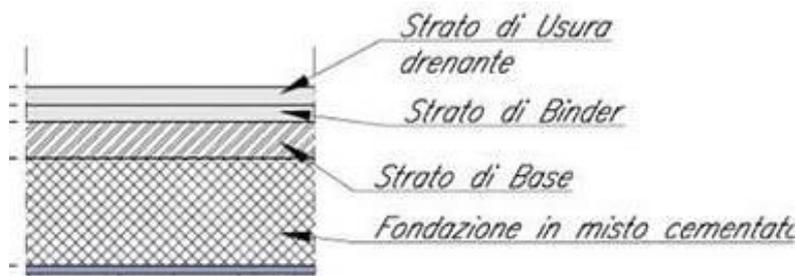


Figura 9.1: Pacchetto di pavimentazione stradale di riferimento

Esso incide come un sovraccarico sul terreno nei riguardi dell'opera strutturale, agente sia sui piedritti che sulla soletta inferiore.

$$q_{pav} = \gamma_{pav} * sp = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.56 \text{ m} = 12,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Con  $\gamma_{pav}$  pari al peso specifico della pavimentazione.

#### 9.2.2 SPINTA STATICA DEL TERRENO

Il carico permanente derivante dalla spinta del terreno di riempimento sul paramento del muro e sulla soletta inferiore viene valutato ipotizzando il raggiungimento di una condizione di equilibrio. Considerando  $\phi'$  angolo di attrito del terreno di riporto, si definisce un angolo di attrito tra paramento e terreno pari a  $2/3 \phi'$ .

La spinta del terreno  $S_a$  alla generica profondità  $z$  dalla testa del muro viene determinata con la seguente espressione:

$$s'_a = K_a * \sigma'_v(z) - 2 c' \sqrt{K_a}$$

dove

- $\sigma'_v(z)$  = tensione verticale efficace a quota  $z$  dalla superficie;

- $K_a$  = coefficiente di spinta attiva;
- $c'$  = coesione efficace del terreno.

Il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  è calcolato attraverso la formula di Mueller-Breslau (1924), valida per superfici di rottura piane:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

con

- $\phi'$  = angolo di resistenza al taglio del terreno;
- $\beta$  = inclinazione rispetto all'orizzontale del piano campagna a monte del muro (positivo se la quota del terreno aumenta allontanandosi dal muro);
- $\psi$  = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ( $>90^\circ$  per parete inclinata verso valle);
- $\delta$  = angolo di attrito muro-terreno;

Quindi la spinta attiva ha una distribuzione triangolare lungo l'altezza H del muro, la cui risultante è pari a:

$$S_a = 0.5 * \gamma' * k_a * H^2$$

ed è inclinata rispetto all'orizzontale dell'angolo di attrito. Quindi le componenti orizzontali e verticali di tale spinta sono:

$$S_{a,H} \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = S_a * \cos \delta$$

$$S_{a,v} \left[ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = S_a * \sin \delta$$

Il punto di applicazione della spinta  $S_a$  è a  $H/3$ .

### 9.2.3 CARICO DA SBALZO

Lo sbalzo è necessario per sorreggere il piano stradale nel momento in cui l'asse del piedritto è posizionato più internamente rispetto al filo della banchina stradale.

Su di esso consideriamo che agiscano, oltre al peso proprio, quello della barriera e della pavimentazione stradale: possiamo considerare tale sbalzo come una mensola incastrata alla base e caricata uniformemente per la sua lunghezza.

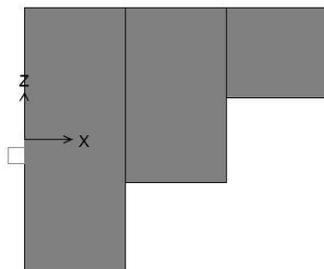


Figura 9.2: Modello relativo allo sbalzo

Il momento risultante in questo incastro è pari a 45,68 kN/m.

PROGETTAZIONE ATI:

### 9.3 CARICHI VARIABILI (Q)

Di seguito si riportano i carichi che hanno carattere variabile in termini di tempi di applicazione sulla struttura. Questi si distinguono in carico da traffico veicolare e azione del vento.

#### 9.3.1 TRAFFICO

Nel caso in esame, si valuta la spinta dovuta ai sovraccarichi di traffico in quanto questi sono applicati sulla superficie del terreno di ricoprimento.

Si considera il paragrafo della circolare C5.1.3.3.5.1, in cui si presuppone una diffusione nel terreno con angolo di 30° dei carichi tandem, come applicati su una superficie rettangolare 3,00 x 2,20 m.

A loro, vanno aggiunti anche i carichi distribuiti di 9 kPa.

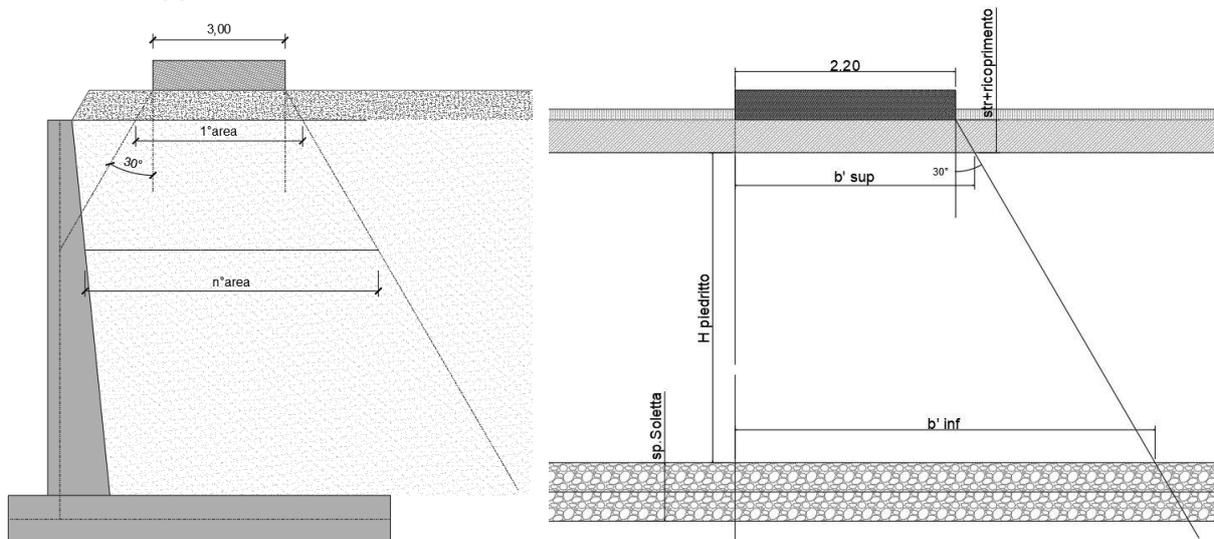


Figura 9.3: Modello di carico da traffico veicolare su terreno di riempimento

Ne consegue che al piano stradale, il carico uniforme (ex tandem) sarà pari a:

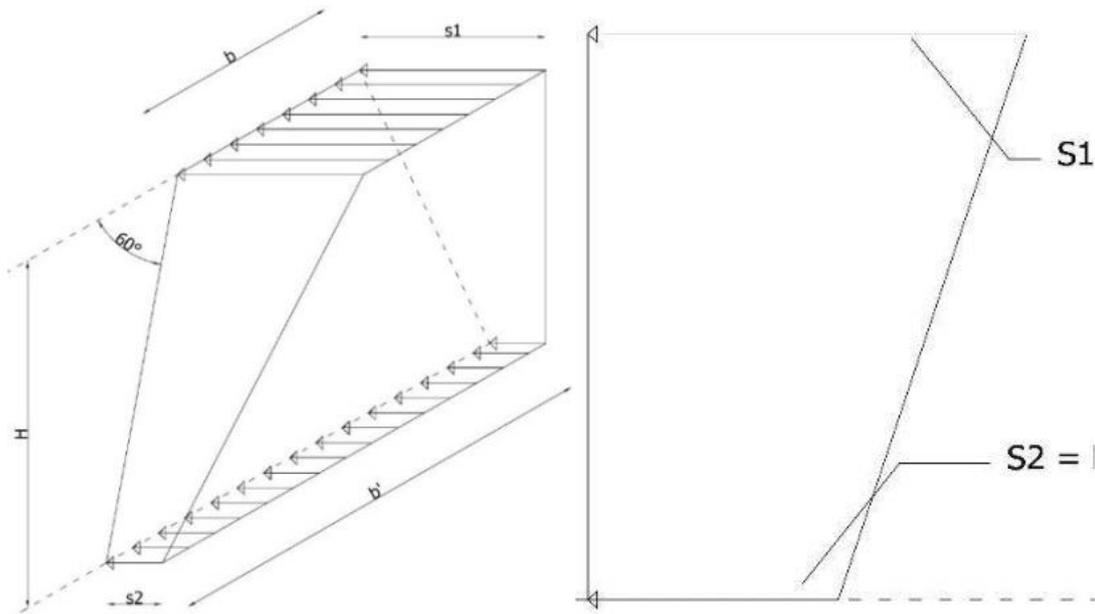
$$q_h = \frac{600 \text{ kN}}{(3,00 * 2,20) \text{ m}} = 90,91 \text{ kN/m}^2$$

Si considera che l'incidenza del carico traffico avverrà dalla testa del muro all'estradosso della soletta inferiore, per tutta l'altezza della parete (superficie rettangolare distante 0.50m dall'asse del muro).

A queste due quote, considerando le relative aree di distribuzione del carico, si possono avere come relative tensioni orizzontali sul terreno valori secondo le seguenti formulazioni:

- In asse testa piedritto:  $s_1 = \frac{q}{(a*b)} * K_A$  ;
- In estradosso soletta inferiore:  $s_2 = \frac{q}{(a'*b')} * K_A$  (variabile in funzione dell'altezza della struttura e della larghezza della soletta inferiore);

Le tensioni orizzontali hanno un andamento lineare con la profondità. In tale ipotesi risulta un solido delle pressioni lungo la superficie verticale passante per il bordo del rettangolo delle pressioni di superficie, come segue:



**Figura 9.4: Tensioni da traffico veicolare**

Tali carichi da traffico agiranno ovviamente anche sulla soletta di fondazione, secondo la formulazione seguente:

$$s_3 = \frac{q}{(a' * b')}$$

In particolare nella tabella successiva verranno definiti i valori di spinta risultante (carico tandem e carico distribuito) agenti sui paramenti e sulle solette:

Tipologia di muro	$S_{h,q1}$ [kN/mq]
H3.5	22.71
H5	29.76
H6	33.41
H7	37.09
H8	40.23
H10	45.39

**Tabella 9-1: Valori dei carichi da traffico su terreno di riempimento allo SLU**

### 9.3.2 AZIONI DEL VENTO

I carichi derivanti dal vento sono definiti a partire dalle indicazioni riportate dal Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR) nelle "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni", dall'Eurocodice 1-1-4 e dalle NTC2018 con annessa circolare.

#### - Pressione cinetica di picco

La pressione cinetica di picco  $q_p$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_p = q_r \cdot c_e$$

Dove  $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento e  $c_e$  è il coefficiente di esposizione.

#### - Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

Dove  $v_r$  è la velocità di riferimento del vento (in  $m/s$ ) e  $\rho$  è la densità dell'aria, assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .

#### - Velocità di riferimento

La velocità di riferimento  $v_r$  è definita come:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

con

- $v_b$  = velocità base di riferimento;
- $c_r$  = coefficiente di ritorno.

Il coefficiente di ritorno è funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$  (espresso in anni). In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Si assume  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ , si ha quindi  $v_r = v_b$ .

#### - Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento  $v_b$  è fornita dal prodotto della velocità base di riferimento al livello del mare  $v_{b,0}$  per il coefficiente di altitudine  $c_a$ , di seguito definito.

Detta  $a_s$  l'altitudine, in m sul livello del mare, del sito, risulta:

- $c_a = 1$  per  $a_s \leq a_0$ ;
- $c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right)$  per  $a_0 < a_s \leq 1500m$ .

Per altitudini superiori a  $1500m$  sul livello del mare, i valori della velocità di riferimento possono essere ricavati sulla base di risultati di adeguate indagini statistiche, particolarmente raccomandate in prossimità di vette e crinali. In assenza di tali valutazioni, in ogni caso, il valore di  $v_b$  non potrà essere minore di quello previsto per  $1500m$  di altitudine.

I valori di  $v_{b,0}$ ,  $a_0$  e  $k_s$  sono definiti in funzione delle nove zone in cui è suddiviso il territorio italiano (Tabella 3.3.I delle NTC-2018).

Nel caso in esame si ha  $a_s \approx 175 m$ , siccome  $a_0 = 500m$  si ha  $c_a = 1$ .

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabella 9-2: Valori dei parametri per l'azione del vento



Figura 9.5: Zone geografiche per l'applicazione dell'azione del vento

#### - Coefficiente di esposizione

In assenza di analisi specifiche, che tengano conto della direzione di provenienza del vento, della scabrezza e della topografia del terreno che circonda l'opera, per altezze dal suolo non maggiori di 200 m, il coefficiente di esposizione  $c_e$  può essere ottenuto con la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$  e  $z_{\min}$  sono parametri assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione in esame (Tabella 3.3.II delle NTC 2018);

PROGETTAZIONE ATI:

-  $c_t$  è il coefficiente di topografia.

L'azione del vento è considerata unicamente quando ha un effetto sfavorevole nei confronti del muro di sostegno (vento proveniente dalla strada). Nonostante l'andamento del coefficiente di esposizione non sia lineare, per il calcolo dell'azione la quota di riferimento da utilizzare sarebbe pari all'altezza della sola barriera  $h$ . Vista la limitata larghezza della strada in rilevato, si considera come quota di riferimento la somma tra l'altezza della barriera e l'altezza della testa del muro rispetto al piano campagna sottostante.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 9-3: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione  $c_e$

La categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge l'opera e della classe di rugosità del terreno.

Il coefficiente topografico  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle collinose e montane. Solo nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia  $c_t$  deve essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Essendo in zona essenzialmente piana, si assumerà pertanto  $c_t = 1$ .

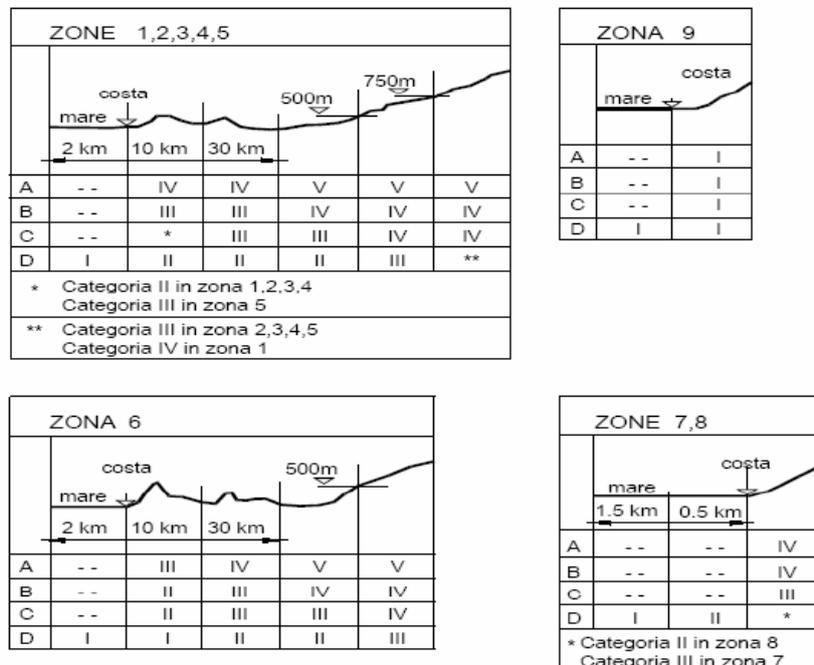


Figura 9.6: Definizione delle categorie di esposizione (Figura 3.3.2 delle NTC 2018)

**Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

**Tabella 9-4: Classi di rugosità del terreno (Tabella 3.3.III delle NTC 2018).**

Per la verifica dei muri di sostegno si considera una classe di rugosità del terreno pari a D e una distanza dalla costa di circa 130 km. Questi dati portano ad una categoria di esposizione pari a IV.

**- Coefficiente di pressione**

La pressione del vento è data da:

$$p = q_p \cdot c_p \cdot c_d$$

Dove  $c_d$  è il coefficiente dinamico e, per costruzioni di tipologia ricorrente, può essere posto cautelativamente uguale ad 1.

$c_p$  è, invece, il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione. Il valore da utilizzare per le barriere acustiche è estratto dal DT207 R1/2018 del CNR al paragrafo relativo ai muri di sostegno (G.5).

I coefficienti di pressione complessiva assumono valori differenti in funzione della distanza dalla estremità dell'elemento. Quest'ultimo viene quindi suddiviso in fasce così come riportato in figura seguente, dove  $h$  è l'altezza della barriera. I coefficienti di pressione sono inoltre influenzati dall'eventuale presenza di un elemento di chiusa laterale, elemento non presente nei muri oggetto di studio.

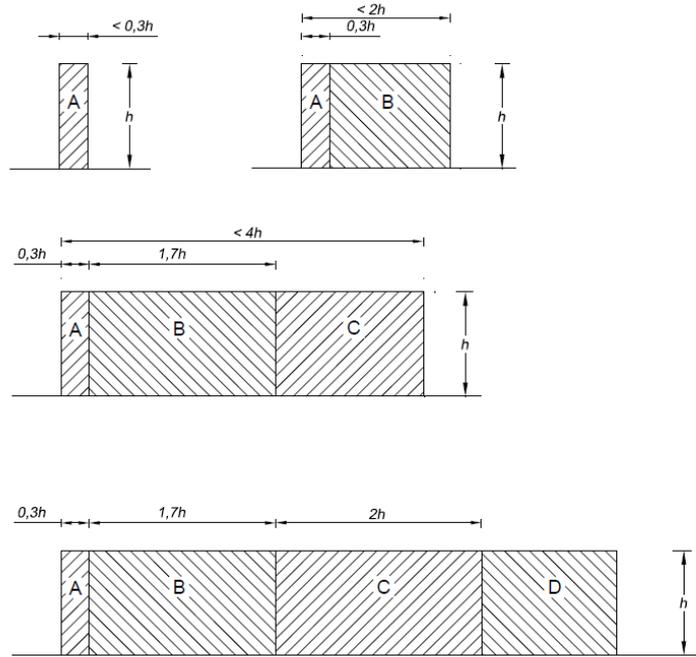


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione compressiva.

**Figura 9.7: Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione compressiva (DT207 R1/2018)**

I valori dei coefficienti di pressione compressiva per ciascuna fascia dell'elemento sono mostrati in tabella seguente, dove  $l$  è la lunghezza dell'elemento e  $\varphi = 1$  è la densità. Quest'ultima indica, quanto è opaco l'elemento nei confronti del vento;  $\varphi = 1$  indica un elemento pieno mentre  $\varphi = 0$  indica un elemento completamente trasparente.

**Tabella G.X – Coefficienti di pressione compressiva per muri e parapetti.**

$\varphi$	Chiusura laterale	$l/h$	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

**Tabella 9-5: Coefficienti di pressione compressiva per muri e parapetti (DT207 R1/2018)**

Si considera come fascia di parete la zona A.

**- Azioni caratteristiche del vento**

Sulla base di quanto detto precedentemente, di seguito si riporta la tabella riassuntiva relative azioni in testa ai muri. Il momento flettente è calcolato assumendo che la pressione del vento agisca in maniera uniforme sulla barriera (punto di applicazione a metà della barriera).

H barriera	Pressione	Forze	Momento
[m]	[kPa]	[kN/m]	[kNm/m]
3.00	2,48	7,44	11,15

**Tabella 9-6: Azioni caratteristiche del vento in testa**

#### 9.4 CARICHI SISMICI

I carichi sismici considerati provengono dalle eccitazioni delle diverse masse presenti nel sistema. Questi possono riassumersi in:

- Forze derivanti dall'eccitazione della massa della struttura;
- Forze derivanti dall'eccitazione dei pesi quasi permanenti non strutturali;
- Sovrappinta del terreno.

Le azioni sismiche che vengono considerate sono quelle illustrate nel precedente paragrafo di valutazione sismica. I carichi di tipo inerziale derivano dalle forze che nascono a seguito delle accelerazioni cui sono soggette, in caso di terremoto, le masse strutturali e non strutturali e possono avere direzione orizzontale o verticale, a seconda della direzione di ingresso considerata per il sisma.

Per i carichi inerziali orizzontali:

$$f_{ih} = k_h \cdot w_k \text{ [kN/m]}$$

con

- $k_h$  = coefficiente sismico orizzontale
- $w_k$  = peso unitario della massa considerata [kN/m]

Per i carichi inerziali verticali:

$$f_{iv} = k_v \cdot w_k \text{ [kN/m]}$$

con

- $k_v$  = coefficiente sismico verticale
- $w_k$  = peso unitario della massa considerata [kN/m]

I carichi inerziali considerati sono quelli derivanti dal terreno, e dai pesi propri di mensola e soletta del muro di contenimento. Essi sono azioni instabilizzanti nelle verifiche a ribaltamento, e spinte agenti nelle verifiche di scorrimento.

Per i carichi inerziali orizzontali si considerano costanti ed indipendenti dall'altezza del muro: il contributo dei carichi permanenti provenienti dalla carreggiata stradale applicato come carico puntuale ad altezza della strada.

## 9.5 CARICHI ECCEZIONALI

Le azioni da urto veicolare sono definite in accordo con il Cap. 3.6.3.3.1 delle NTC2018.

Tale azione è ortogonale al piano del modello, in particolare giunge sulle barriere di protezione, che sono poste sui cordoli in testa al muro. Quest'ultimi sono collegati tra loro, quindi si presuppone che anche la forza derivante dall'urto sia distribuita sulla lunghezza del concio di muro: tale propagazione è influente con altezze di muro importanti.

In assenza di ulteriori specifiche progettuali, la forza causata dall'urto di veicoli si pone pari a:

$$F_{d,x} = 1000 \text{ kN}$$

Quindi l'azione da urto da considerare nel nostro caso è posta ortogonalmente alla direzione di marcia normale, con:

$$F_{d,y} = 0,50 * F_{d,x} = 500 \text{ kN}$$

In favore di sicurezza si considerata tale azione come forza puntuale, ed è applicata 1.00 m sopra il piano di marcia, e su montanti di barriere aventi un interasse  $i = 2.00$  m. Tale carico si diffonde all'interno del muro, supponendo un angolo di diffusione pari a  $45^\circ$ , con una lunghezza resistente pari a:

$$L = 2 * H \tan(45^\circ) * i$$

Oltre alla forza di taglio, verrà quindi prodotto un momento sollecitante applicato in testa al muro, con il braccio quindi di 1.00 m. Le azioni saranno date da:

$$F_{d,muro} = \frac{F_{d,y}}{L}$$

$$M_{d,muro} = F_{d,muro} * b$$

Si considera altezze di muro di  $H = 5.00$  m, questo poiché per tali altezze si ha un valore che rispecchia meglio la realtà:

$$F_{d,muro} = \frac{F_{d,y}}{2 * H \tan(45^\circ) * i} = 25 \text{ kN}$$

Altezze maggiori possono disperdere maggiormente le tensioni all'interno dell'altezza del muro, quindi tale valore viene considerato a favore di sicurezza, in modo tale che la dispersione non sia così importante da abbattere la forza stessa.

## 10. RISULTATI DEI MODELLI

E' descritto in seguito un riassunto delle sollecitazioni e fattori di sicurezza, per ogni tipologia di involucro di combinazione di carico, individuate per ogni elemento strutturale. Vengono riportati i valori significativi ai fini delle verifiche.

A favore di sicurezza viene trascurato il contributo dell'azione assiale nelle verifiche.

### 10.1 RIASSUNTO PER VERIFICHE STRUTTURALI

RIASSUNTO AZIONI SULLE STRUTTURE									
COMBINAZIONE		SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLD	SLEf	SLEq
PARAMENTO VERTICALE	$N_{max}$ [kN/m]	<b>121,87</b>	90,85	79,62	111,41	111,41	80,98	107,52	98,80
	$V_{max}$ [kN/m]	91,58	<b>98,61</b>	97,01	92,22	67,22	85,33	60,21	44,52
	$M_{max}$ [kNm/m]	162,72	148,02	144,77	<b>233,26</b>	120,76	127,23	89,22	53,04
SOLETTA VALLE	$V_{max}$ [kN/m]	52,69	<b>72,88</b>	66,64	67,63	45,89	59,34	40,85	36,51
	$M_{max}$ [kNm/m]	13,12	<b>18,59</b>	17,04	17,14	11,44	15,12	10,15	9,09
SOLETTA MONTE	$V_{max}$ [kN/m]	50,79	97,45	<b>100,15</b>	63,86	16,67	81,90	7,09	-2,47
	$M_{max}$ [kNm/m]	-68,35	-75,60	<b>-77,97</b>	-51,34	-23,96	-67,24	-15,48	-6,26

Tabella 10-1: Muro H3.5, azioni interne degli elementi strutturali

RIASSUNTO AZIONI SULLE STRUTTURE									
COMBINAZIONE		SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLD	SLEf	SLEq
PARAMENTO VERTICALE	$N_{max}$ [kN/m]	<b>194,46</b>	142,56	125,18	176,99	176,99	127,12	171,78	160,46
	$V_{max}$ [kN/m]	147,61	<b>169,41</b>	167,30	134,34	109,34	147,63	99,96	79,57
	$M_{max}$ [kNm/m]	352,19	351,19	344,83	<b>413,52</b>	263,52	303,59	209,21	138,07
SOLETTA VALLE	$V_{max}$ [kN/m]	121,06	<b>178,45</b>	164,99	139,59	105,99	145,03	96,15	85,59
	$M_{max}$ [kNm/m]	59,79	<b>92,34</b>	85,76	70,70	52,50	74,83	47,38	42,11
SOLETTA MONTE	$V_{max}$ [kN/m]	66,30	184,37	<b>185,60</b>	72,02	20,28	152,19	12,33	13,26
	$M_{max}$ [kNm/m]	-109,00	<b>-189,66</b>	-188,11	-81,06	-39,35	-162,24	-32,47	-33,60

Tabella 10-2: Muro H5, azioni interne degli elementi strutturali

**RIASSUNTO AZIONI SULLE STRUTTURE**

COMBINAZIONE		SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLD	SLEf	SLEq
PARAMENTO VERTICALE	$N_{max}$ [kN/m]	<b>249,52</b>	181,28	159,36	226,55	226,55	161,70	220,64	208,00
	$V_{max}$ [kN/m]	191,28	<b>226,09</b>	223,72	167,31	142,31	197,71	131,68	108,91
	$M_{max}$ [kNm/m]	522,56	550,56	541,84	<b>567,53</b>	392,53	477,39	322,51	227,45
SOLETTA VALLE	$V_{max}$ [kN/m]	147,64	<b>213,83</b>	197,73	154,28	126,50	174,37	117,22	106,34
	$M_{max}$ [kNm/m]	73,27	<b>109,87</b>	101,95	77,69	62,88	89,38	58,09	52,61
SOLETTA MONTE	$V_{max}$ [kN/m]	84,18	239,33	<b>240,12</b>	69,82	22,54	196,90	15,53	17,24
	$M_{max}$ [kNm/m]	-183,28	<b>-292,91</b>	-288,34	-101,10	-60,54	-253,23	-55,07	-60,30

Tabella 10-3: Muro H6, azioni interne degli elementi strutturali

**RIASSUNTO AZIONI SULLE STRUTTURE**

COMBINAZIONE		SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLD	SLEf	SLEq
PARAMENTO VERTICALE	$N_{max}$ [kN/m]	<b>310,54</b>	223,56	196,74	281,28	281,28	199,42	274,66	260,69
	$V_{max}$ [kN/m]	241,21	<b>291,88</b>	289,29	205,10	180,10	255,61	168,18	143,01
	$M_{max}$ [kNm/m]	749,14	<b>816,68</b>	805,22	764,35	564,35	709,11	474,96	348,55
SOLETTA VALLE	$V_{max}$ [kN/m]	179,69	<b>261,58</b>	241,88	176,50	152,36	213,41	143,24	131,80
	$M_{max}$ [kNm/m]	89,58	<b>133,97</b>	124,22	88,75	76,01	109,09	71,32	65,53
SOLETTA MONTE	$V_{max}$ [kN/m]	139,62	325,30	<b>326,27</b>	91,47	47,05	265,52	34,35	22,37
	$M_{max}$ [kNm/m]	-346,73	<b>-447,68</b>	-442,49	-161,65	-124,76	-381,49	-108,01	-87,71

Tabella 10-4: Muro H7, azioni interne degli elementi strutturali

**RIASSUNTO AZIONI SULLE STRUTTURE**

COMBINAZIONE		SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLD	SLEf	SLEq
PARAMENTO VERTICALE	$N_{max}$ [kN/m]	<b>377,13</b>	269,15	237,07	340,87	340,87	240,14	333,63	318,53
	$V_{max}$ [kN/m]	296,61	<b>364,29</b>	361,52	247,12	222,12	319,79	209,08	181,89
	$M_{max}$ [kNm/m]	1023,29	<b>1149,09</b>	1134,70	997,77	772,77	999,94	663,82	506,14
SOLETTA VALLE	$V_{max}$ [kN/m]	201,35	<b>289,73</b>	266,74	188,30	169,43	236,49	161,47	151,02
	$M_{max}$ [kNm/m]	100,38	<b>147,54</b>	136,13	94,37	84,51	120,23	80,45	75,17
SOLETTA MONTE	$V_{max}$ [kN/m]	157,01	390,53	<b>392,45</b>	76,69	38,95	314,58	28,13	18,34
	$M_{max}$ [kNm/m]	-534,53	<b>-642,03</b>	-636,94	-183,17	-160,53	-539,05	-145,97	-128,38

Tabella 10-5: Muro H8, azioni interne degli elementi strutturali

**RIASSUNTO AZIONI SULLE STRUTTURE**

COMBINAZIONE		SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLD	SLEf	SLEq
PARAMENTO VERTICALE	$N_{max}$ [kN/m]	<b>527,32</b>	370,58	326,91	474,86	474,86	330,76	466,57	449,65
	$V_{max}$ [kN/m]	424,50	<b>532,35</b>	529,32	344,35	319,35	469,06	304,42	273,96
	$M_{max}$ [kNm/m]	1738,19	<b>2051,12</b>	2030,62	1592,77	1317,77	1791,32	1169,47	949,88
SOLETTA VALLE	$V_{max}$ [kN/m]	263,04	<b>374,29</b>	345,91	234,15	217,54	306,73	209,64	198,87
	$M_{max}$ [kNm/m]	131,48	<b>190,17</b>	176,05	117,37	108,76	155,63	104,73	99,27
SOLETTA MONTE	$V_{max}$ [kN/m]	209,34	<b>579,82</b>	579,68	90,88	54,49	462,90	43,60	33,57
	$M_{max}$ [kNm/m]	-778,12	<b>-1091,96</b>	-1079,25	-217,31	-204,01	-899,83	-194,81	-188,26

Tabella 10-6: Muro H10, azioni interne degli elementi strutturali

**RIASSUNTO AZIONI SULLE STRUTTURE**

COMBINAZIONE		SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLD	SLEf	SLEq
PARAMENTO VERTICALE	$N_{max}$ [kN/m]	<b>543,22</b>	368,50	328,36	487,09	487,09	331,94	475,20	449,65
	$V_{max}$ [kN/m]	513,62	<b>571,63</b>	567,82	412,05	387,05	513,01	365,64	319,64
	$M_{max}$ [kNm/m]	2022,68	<b>2055,30</b>	2029,11	1802,99	1527,99	1808,16	1314,31	936,18
SOLETTA VALLE	$V_{max}$ [kN/m]	272,25	<b>356,51</b>	329,93	239,11	223,97	296,44	213,90	197,23
	$M_{max}$ [kNm/m]	136,22	<b>180,82</b>	167,59	119,90	112,06	150,16	106,92	98,43
SOLETTA MONTE	$V_{max}$ [kN/m]	220,22	<b>549,73</b>	549,47	93,05	57,13	444,26	44,67	29,56
	$M_{max}$ [kNm/m]	-816,26	<b>-1094,14</b>	-1082,28	-208,68	-186,26	-913,78	-186,83	-202,65

Tabella 10-7: Muro H10s, azioni interne degli elementi strutturali

**RIASSUNTO AZIONI SULLE STRUTTURE**

COMBINAZIONE		SLU	SLV ↓	SLV ↑	ECC	SLEr	SLD	SLEf	SLEq
PARAMENTO VERTICALE	$N_{max}$ [kN/m]	<b>611,02</b>	426,43	376,43	549,34	549,34	380,67	540,60	522,94
	$V_{max}$ [kN/m]	497,18	<b>628,04</b>	624,94	399,70	374,70	554,19	358,95	327,15
	$M_{max}$ [kNm/m]	2195,71	<b>2637,90</b>	2614,20	1967,13	1667,13	2307,14	1498,00	1245,58
SOLETTA VALLE	$V_{max}$ [kN/m]	284,37	<b>398,18</b>	366,86	247,67	233,89	326,76	226,88	217,19
	$M_{max}$ [kNm/m]	142,09	<b>201,72</b>	186,12	123,99	116,88	165,34	113,32	108,42
SOLETTA MONTE	$V_{max}$ [kN/m]	221,99	659,32	<b>659,44</b>	76,01	44,06	522,28	34,88	27,15
	$M_{max}$ [kNm/m]	-1030,30	<b>-1419,99</b>	-1404,79	-228,58	-233,54	-1160,89	-230,99	-235,49

Tabella 10-8: Muro H11, azioni interne degli elementi strutturali

## 10.2 RIASSUNTO PER VERIFICHE GEOTECNICHE

### RIASSUNTO ESITI VERIFICHE GEOTECNICHE

	Y <sub>R</sub>		SLU			SLV ↓			SLV ↑			ECC		
	SLU	SLV	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>
RIBALTAMENTO [kNm/m]	1,10	1,00	1211,0	243,0	4,98	979,8	365,8	2,68	797,2	359,0	2,22	1155,5	314,5	3,67
SCORRIMENTO [kN/m]	1,10	1,00	241,8	128,1	1,89	206,0	165,9	1,24	188,0	162,9	1,15	229,9	122,0	1,89
C.P. (Drenate) [kN/m]	1,40	1,20	345,4	143,6	2,41	216,4	134,1	1,61	177,3	122,8	1,44	414,8	133,6	3,11

Tabella 10-9: Muro H3.5, azioni interne degli elementi strutturali

### RIASSUNTO ESITI VERIFICHE GEOTECNICHE

	Y <sub>R</sub>		SLU			SLV ↓			SLV ↑			ECC		
	SLU	SLV	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>
RIBALTAMENTO [kNm/m]	1,10	1,00	2333,0	519,9	4,49	1983,5	834,6	2,38	1615,3	823,0	1,96	2271,2	566,8	4,01
SCORRIMENTO [kN/m]	1,10	1,00	355,9	204,0	1,74	307,7	277,9	1,11	279,8	274,0	1,02	338,9	180,1	1,88
C.P. (Drenate) [kN/m]	1,40	1,20	419,8	178,9	2,35	252,1	169,8	1,48	199,8	157,8	1,27	561,2	152,6	3,68

Tabella 10-10: Muro H5, azioni interne degli elementi strutturali

### RIASSUNTO ESITI VERIFICHE GEOTECNICHE

	Y <sub>R</sub>		SLU			SLV ↓			SLV ↑			ECC		
	SLU	SLV	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>
RIBALTAMENTO [kNm/m]	1,10	1,00	3659,6	746,2	4,90	3246,0	1303,7	2,49	2642,3	1289,2	2,05	3607,9	763,9	4,72
SCORRIMENTO [kN/m]	1,10	1,00	467,6	256,4	1,82	407,0	368,7	1,10	368,1	364,4	1,01	440,7	220,3	2,00
C.P. (Drenate) [kN/m]	1,40	1,20	504,7	203,2	2,48	302,9	196,6	1,54	243,9	181,9	1,34	689,3	169,6	4,06

Tabella 10-11: Muro H6, azioni interne degli elementi strutturali

### RIASSUNTO ESITI VERIFICHE GEOTECNICHE

	Y <sub>R</sub>		SLU			SLV ↓			SLV ↑			ECC		
	SLU	SLV	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>
RIBALTAMENTO [kNm/m]	1,10	1,00	5593,8	1105,6	5,06	5119,4	2062,9	2,48	4167,5	2045,2	2,04	5574,2	1067,7	5,22
SCORRIMENTO [kN/m]	1,10	1,00	637,9	332,3	1,92	563,8	499,0	1,13	510,2	494,3	1,03	602,6	278,5	2,16
C.P. (Drenate) [kN/m]	1,40	1,20	617,5	231,9	2,66	363,0	236,6	1,53	295,4	219,3	1,35	846,0	195,8	4,32

Tabella 10-12: Muro H7, azioni interne degli elementi strutturali

### RIASSUNTO ESITI VERIFICHE GEOTECNICHE

	Y <sub>R</sub>		SLU			SLV ↓			SLV ↑			ECC		
	SLU	SLV	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>
RIBALTAMENTO [kNm/m]	1,10	1,00	8909,3	1501,4	5,93	8411,2	3053,2	2,75	6841,4	3032,8	2,26	8961,3	1397,2	6,41
SCORRIMENTO [kN/m]	1,10	1,00	833,4	404,8	2,06	739,5	643,0	1,15	665,3	637,9	1,04	779,4	334,1	2,33
C.P. (Drenate) [kN/m]	1,40	1,20	764,9	261,9	2,92	470,3	260,5	1,80	389,4	239,2	1,63	1070,3	214,8	4,98

Tabella 10-13: Muro H8, azioni interne degli elementi strutturali

PROGETTAZIONE ATI:

**RIASSUNTO ESITI VERIFICHE GEOTECNICHE**

	Y <sub>R</sub>		SLU			SLV ↓			SLV ↑			ECC		
	SLU	SLV	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>
RIBALTAMENTO [kNm/m]	1,10	1,00	14262,2	2436,7	5,85	13824,0	5254,6	2,63	11246,5	5230,9	2,15	14492,4	2161,7	6,70
SCORRIMENTO [kN/m]	1,10	1,00	1134,2	555,0	2,04	1010,7	910,4	1,11	905,6	904,8	1,00	1052,2	449,5	2,34
C.P. (Drenate) [kN/m]	1,40	1,20	885,0	308,0	2,87	515,9	323,9	1,59	421,7	298,8	1,41	1222,9	256,8	4,76

**Tabella 10-14: Muro H10, azioni interne degli elementi strutturali**

**RIASSUNTO ESITI VERIFICHE GEOTECNICHE**

	Y <sub>R</sub>		SLU			SLV ↓			SLV ↑			ECC		
	SLU	SLV	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>
RIBALTAMENTO [kNm/m]	1,10	1,00	15784,9	2798,3	5,64	15084,7	5211,9	2,89	12476,0	5176,5	2,41	16022,5	2431,3	6,59
SCORRIMENTO [kN/m]	1,10	1,00	1187,5	644,1	1,84	1047,6	939,0	1,12	946,1	932,7	1,01	1097,8	517,2	2,12
C.P. (Drenate) [kN/m]	1,40	1,20	881,5	311,3	2,83	555,4	311,9	1,78	465,5	287,2	1,62	1220,9	259,5	4,70

**Tabella 10-15: Muro H10s, azioni interne degli elementi strutturali**

**RIASSUNTO ESITI VERIFICHE GEOTECNICHE**

	Y <sub>R</sub>		SLU			SLV ↓			SLV ↑			ECC		
	SLU	SLV	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub>	E <sub>d</sub>	R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>
RIBALTAMENTO [kNm/m]	1,10	1,00	19946,0	3020,2	6,60	19672,4	6904,4	2,85	15994,9	6880,0	2,32	20378,2	2632,9	7,74
SCORRIMENTO [kN/m]	1,10	1,00	1377,8	638,8	2,16	1229,1	1087,8	1,13	1097,5	1082,0	1,01	1268,8	513,9	2,47
C.P. (Drenate) [kN/m]	1,40	1,20	1015,6	335,1	3,03	606,7	343,3	1,77	503,1	314,5	1,60	1419,9	274,0	5,18

**Tabella 10-16: Muro H11, azioni interne degli elementi strutturali**

### 10.3 INCIDENZE

N	Elemento	Incidenza [kg/m <sup>3</sup> ]
1	H3.5	70
2	H5	65
3	H6	70
4	H7	75
5	H8	85
6	H10	140
7	H10S	145
8	H11	

**Tabella 10-17: Incidenze delle opere di sostegno**

## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

Per ciascun elemento strutturale considerato di volta in volta (fondazione ed elevazioni) vengono considerate diverse sezioni di verifica. Per ciascuna di esse viene specificato il quantitativo di armatura predisposto, sulla base del quale vengono condotte le verifiche strutturali.

### 11.1 MURO H3.5 – VERIFICHE STRUTTURALI

#### 11.1.1 PARAMENTO

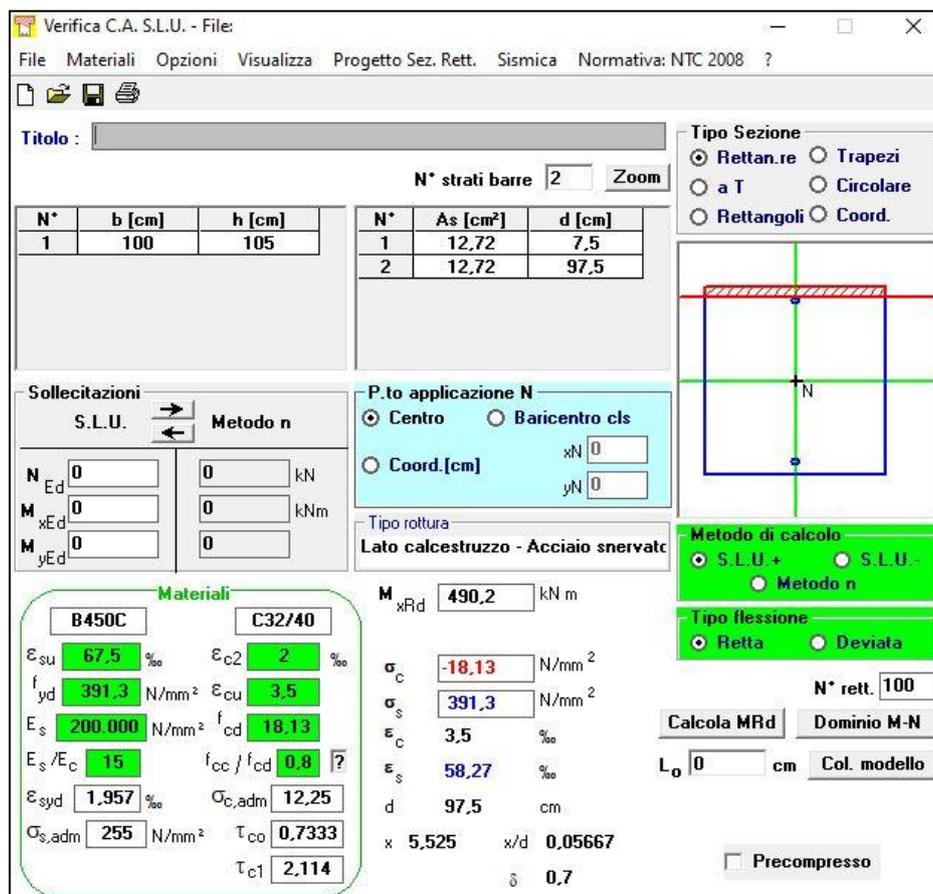
- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 233.26 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (5\emptyset 18)/\text{m} = 1272 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (5\emptyset 18)/\text{m} = 1272 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 490.20 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$



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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	105	1	12,72	7,5
			2	12,72	97,5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333 ‰  
τ<sub>c1</sub> 2,114 ‰

M<sub>xRd</sub> 490,2 kNm  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 58,27 ‰  
d 97,5 cm  
x 5,525 x/d 0,05667  
δ 0,7

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

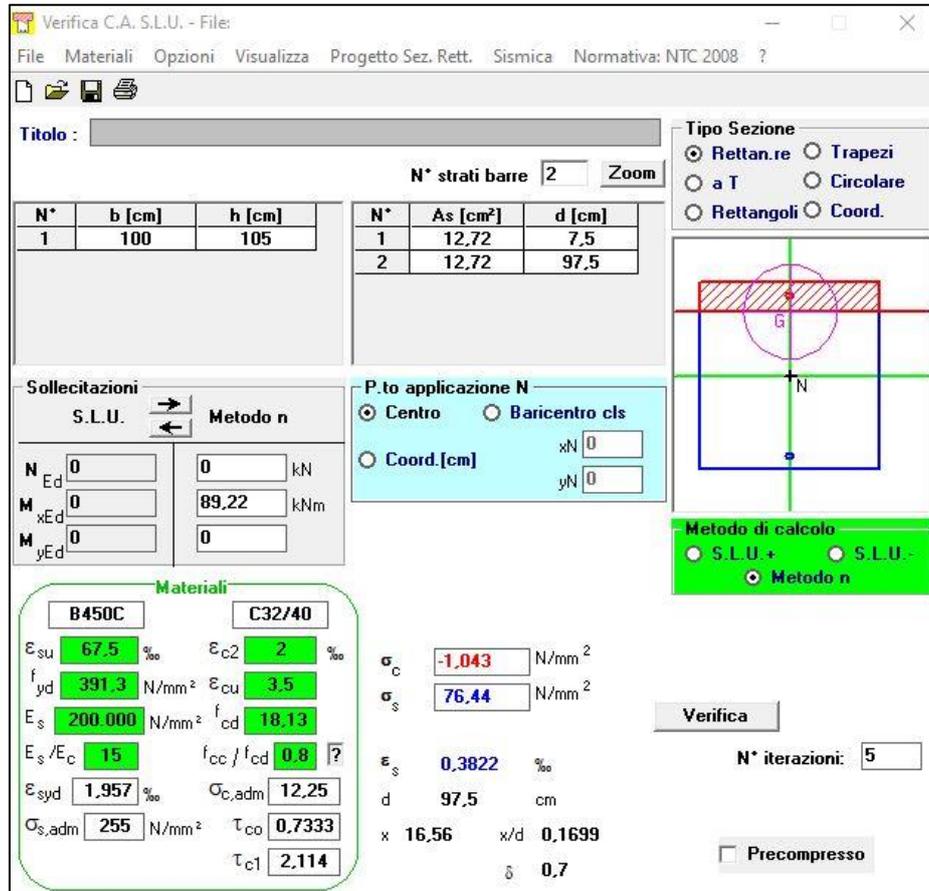
$$|V_{Ed}| = 98.61 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 338.07 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)					
<b>Dati di input</b>					
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>		
fck		32	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	98,61	kN		
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN		
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm	= 1000	mm
altezza della sezione	H =	105	cm	= 1050	mm
Copriferro	c =	4	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	18	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	18	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5			
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	5			
H utile della sezione	d =	97,50	cm	= 975	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
	Vrd1 =	274	kN		
	Vrdmin =	338	kN		Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>Vrd1 =</b>	<b>338,07</b>	<b>kN</b>		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	105

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	7,5
2	12,72	97,5

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 89,22 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

B450C	C32/40
E <sub>su</sub> 67,5 ‰	E <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	E <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
E <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 12,25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,7333
	τ <sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -1,043 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 76,44 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,3822 ‰  
d 97,5 cm  
x 16,56 x/d 0,1699  
δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

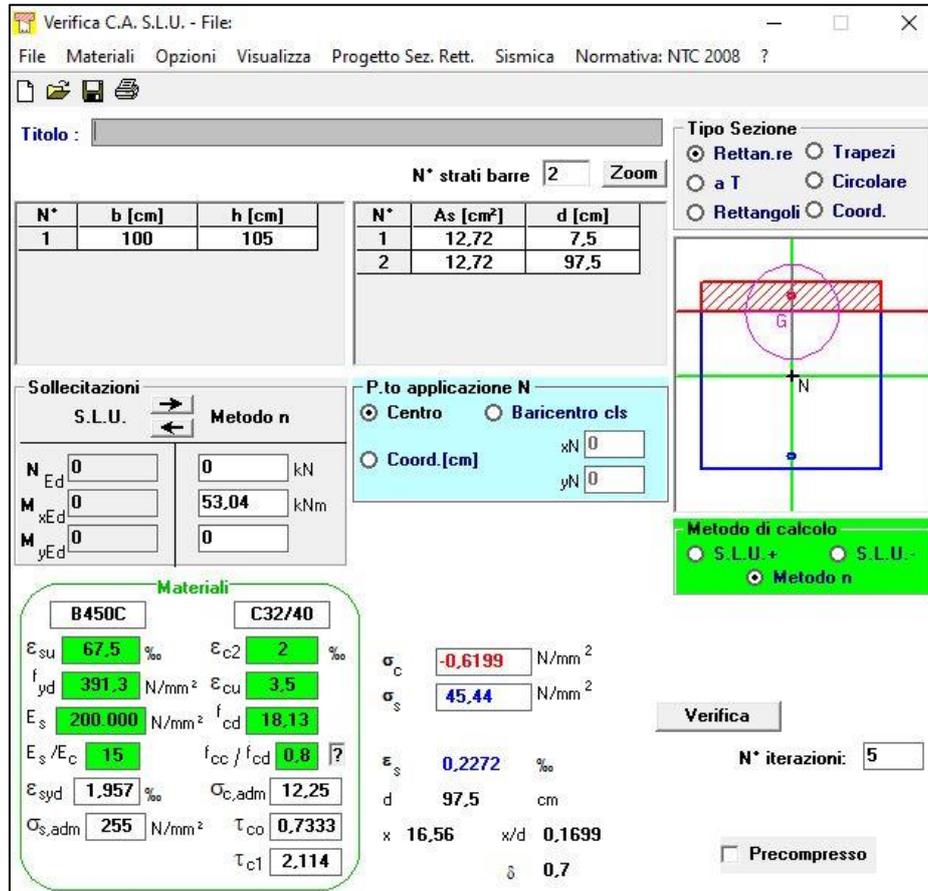
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.13 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1050	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	975	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	75	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	1272	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1-</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,31	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1267,50	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	1,04	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	76,44	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	165,60	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	187500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00022	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00052	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00022	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,50	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	18,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	245,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	587	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,128	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	105

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	7,5
2	12,72	97,5

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 53,04 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Materiali**

B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 12,25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,7333
	τ <sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -0,6199 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 45,44 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,2272 ‰  
d 97,5 cm  
x 16,56 x/d 0,1699  
δ 0,7

**Metodo di calcolo**

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

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.08 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

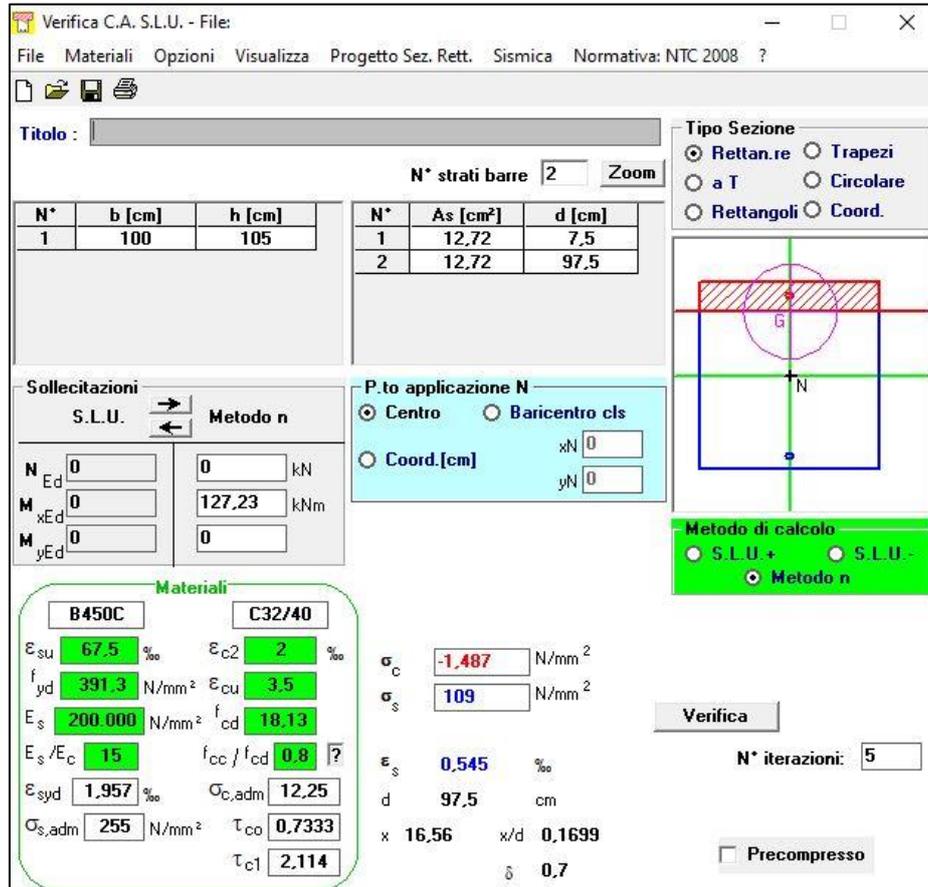
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1050	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	975	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	75	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1272	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,35	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1267,50	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,62	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	45,44	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	165,60	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	187500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00013	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00067	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00013	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,50	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	18,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	245,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	587	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,076	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and a main workspace. The workspace is divided into several sections: 'Titolo' (empty), 'N° strati barre' (2), 'Zoom', two tables for reinforcement data, 'Sollecitazioni' (S.L.U. and Metodo n), 'P.to applicazione N' (Centro, Baricentro cls, Coord. [cm]), 'Metodo di calcolo' (S.L.U.+, S.L.U.-, Metodo n), 'Materiali' (B450C and C32/40 properties), and a results section with a 'Verifica' button and 'N° iterazioni' (5). The results section shows  $\sigma_c = -1.487 \text{ N/mm}^2$  and  $\sigma_s = 109 \text{ N/mm}^2$ .

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 1.49 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 109.00 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda \text{ lim}$	FS
valore	1000	875	3500	4,00	0,4	0,130	0,130	1272	371	44,85	11,21
	verifica -->			OK							

**11.1.2 SOLETTA DI FONDAZIONE**

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 77.97 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_S = (5\phi 18)/\text{m} = 1272 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_S = (5\phi 18)/\text{m} = 1272 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 365.70 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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

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

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

N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N*	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	7,5
2	12,72	72,5

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

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

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

**B450C** **C32/40**

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

M<sub>xRd</sub>  kN m

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

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

N\* rett.

Calcola MRd

L<sub>o</sub>  cm

Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

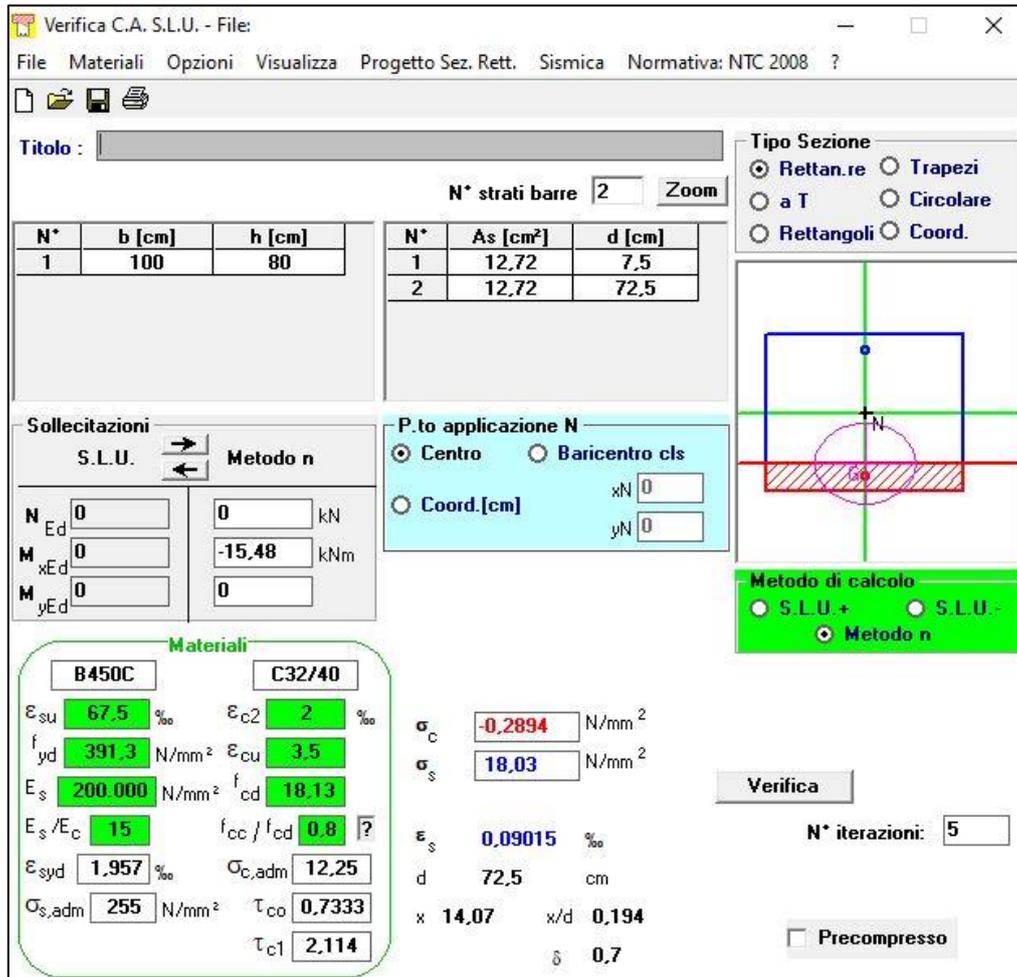
$$|V_{Ed}| = 100.15 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 270.38 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)					
<b>Dati di input</b>					
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>		
fck		32	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	100,15	kN		
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN		
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm	= 1000	mm
altezza della sezione	H =	80	cm	= 800	mm
Copriferro	c =	4	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	18	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	18	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5			
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	5			
H utile della sezione	d =	72,50	cm	= 725	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
	Vrd1 =	236	kN		
	Vrdmin =	270	kN		Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>Vrd1 =</b>	<b>270,38</b>	<b>kN</b>		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	7,5
2	12,72	72,5

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="-15,48"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

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

Materiali

B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3.5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="18.13"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0.8"/> [?]
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="12.25"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0.7333"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="2.114"/>

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

Verifica  N° iterazioni:  
 Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

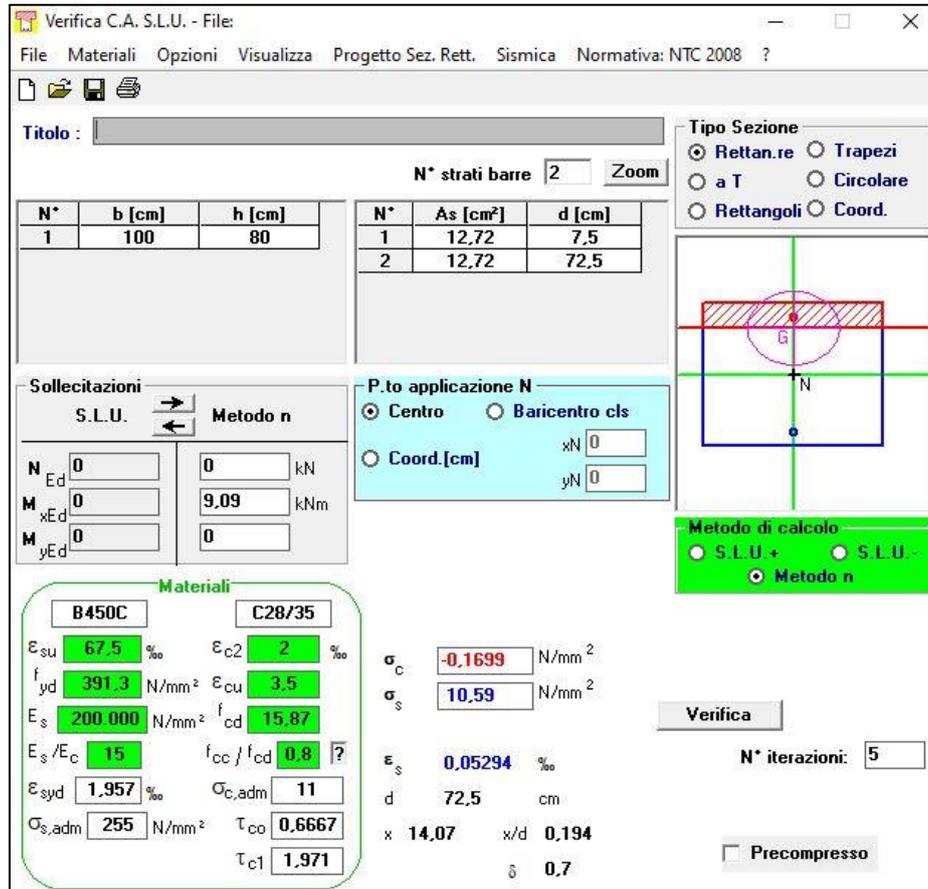
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.03 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>		
Altezza della sezione	h	800 [mm]
Larghezza della sezione	b	1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d	725 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	75 [mm]
Copriferro dell'armatura	c	40 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>		
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1272 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>		
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0 [mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>		
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>		
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000 [MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>		
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02 [MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65 [-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50 [-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,37 [-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	942,50 OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>		
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,29 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	18,03 [MPa]
Asse neutro della sezione	x	140,70 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1272 [mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	187500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01 [-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02 [MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40 [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00005 [-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00080 [-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00005 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,50 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	18,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	245,00 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800 [-]
	k <sub>2</sub>	0,500 [-]
	k <sub>3</sub>	3,400 [-]
	k <sub>4</sub>	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	587 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,400 [mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,030 [mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	7,5
2	12,72	72,5

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN

M<sub>xEd</sub>   kNm

M<sub>yEd</sub>

**Materiali**

**B450C** **C28/35**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰

f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰

E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?

ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰

σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰

τ<sub>c1</sub>  ‰

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d

δ

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC2, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.02 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

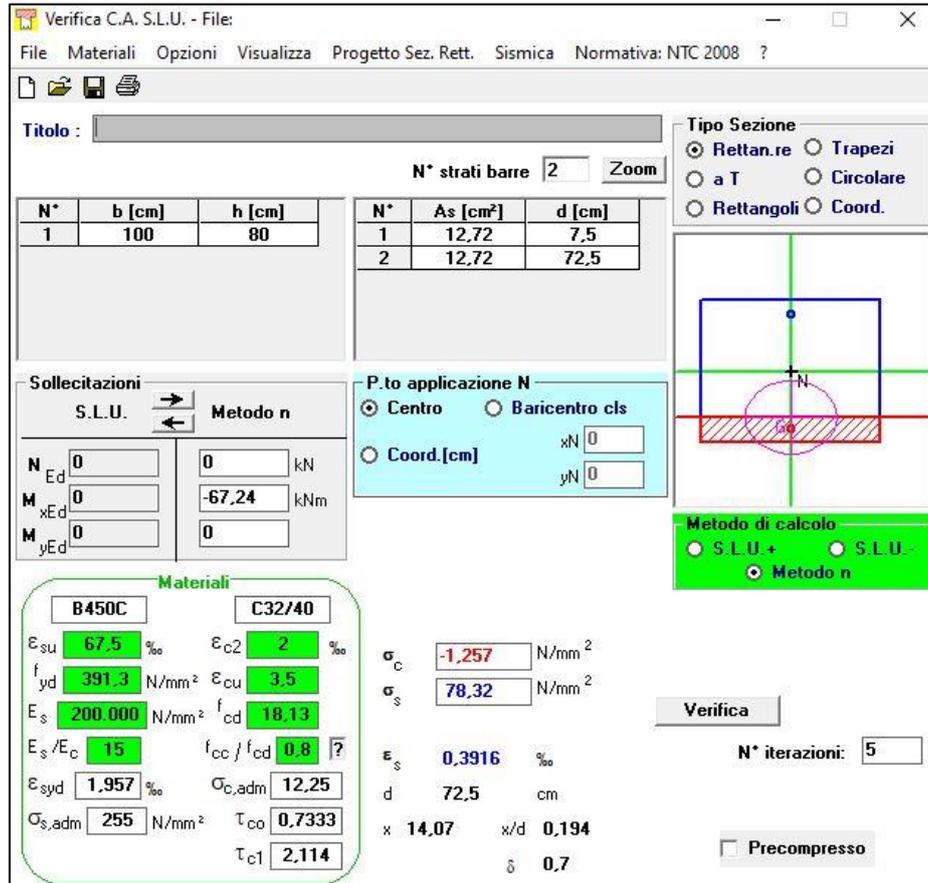
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	800	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	725	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	75	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	1272	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	28	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	2,77	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	32308	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,77	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,38	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	942,50	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,17	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	10,59	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	140,70	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,50	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1272	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	187500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2,77	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00003	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00076	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00003	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,50	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	18,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	245,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	587	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,300	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,018	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title field, and a table for reinforcement bars (N°, b [cm], h [cm], N°, As [cm²], d [cm]). The reinforcement table shows two bars with As = 12.72 cm² and d = 7.5 cm. The interface also displays material properties for B450C and C32/40, design parameters like N, M, and E, and calculation results such as  $\sigma_c = -1.257 \text{ N/mm}^2$  and  $\sigma_s = 78.32 \text{ N/mm}^2$ . A 'Verifica' button and 'N° iterazioni: 5' are also visible.

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 1.26 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 78.32 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	$\lambda \text{ lim}$	FS
valore	1000	800	4000	5,00	0,4	0,175	0,175	1272	263	49,30	9,86
	verifica -->			OK							

## 11.2 MURO H5 – VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.2.1 PARAMENTO

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 413.52 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (5\emptyset 20)/\text{m} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (5\emptyset 20)/\text{m} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 689.40 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	15,71	7,6
			2	15,71	112,4

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

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

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

**Materiali**

B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333 ‰  
τ<sub>c1</sub> 2,114 ‰

M<sub>xRd</sub> 689,4 kN m  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 61,47 ‰  
d 112,4 cm  
x 6,055 x/d 0,05387  
δ 0,7

- Verifica a taglio, SLU-SLV

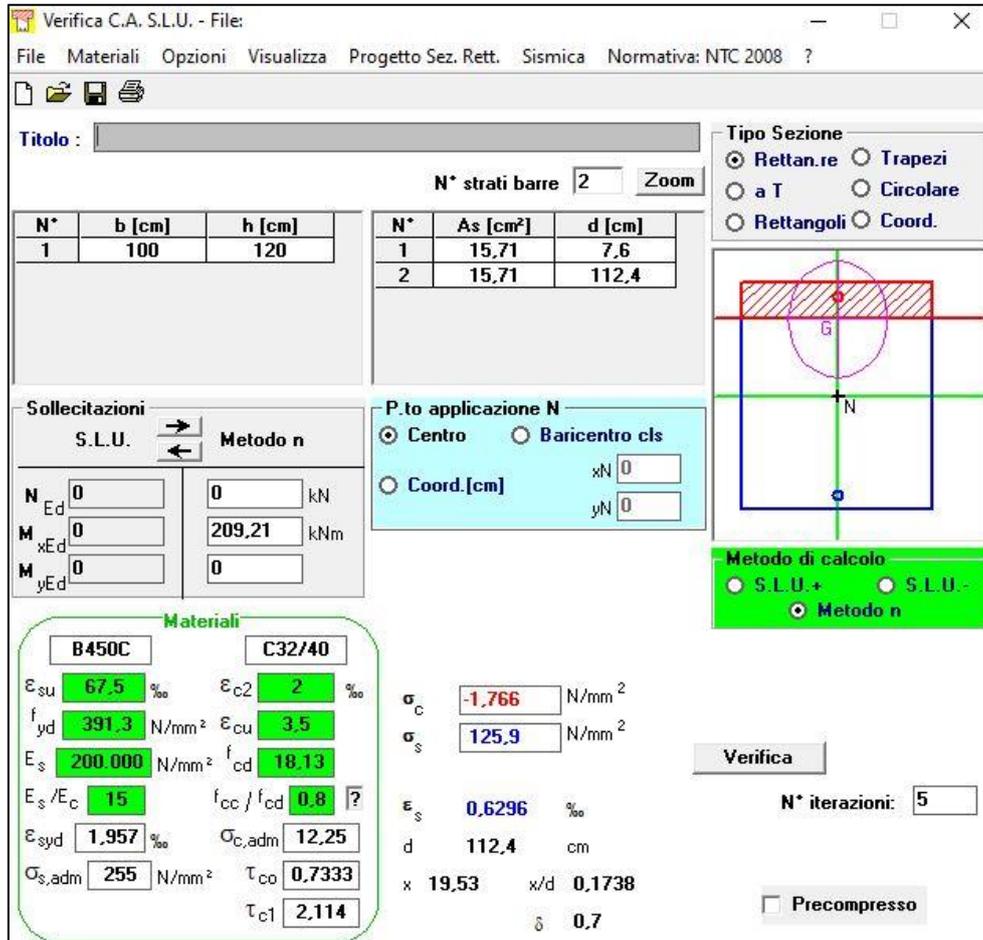
$$|V_{Ed}| = 169.41 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 377.29 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)					
<b>Dati di input</b>					
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>		
fck		32	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	169,41	kN		
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN		
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm	= 1000	mm
altezza della sezione	H =	120	cm	= 1200	mm
Copriferro	c =	4	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5			
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	5			
H utile della sezione	d =	112,40	cm	= 1124	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{1/4} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
	Vrd1 =	316	kN		
	Vrdmin =	377	kN		Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>Vrd1 =</b>	<b>377,29</b>	<b>kN</b>		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,6
2	15,71	112,4

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

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

**P.to applicazione N**

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

**Materiali**

B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -1,766 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 125,9 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,6296 ‰  
d 112,4 cm  
x 19,53 x/d 0,1738  
δ 0,7

**Tipo Sezione**

Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**

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

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.200 \text{ mm}$$

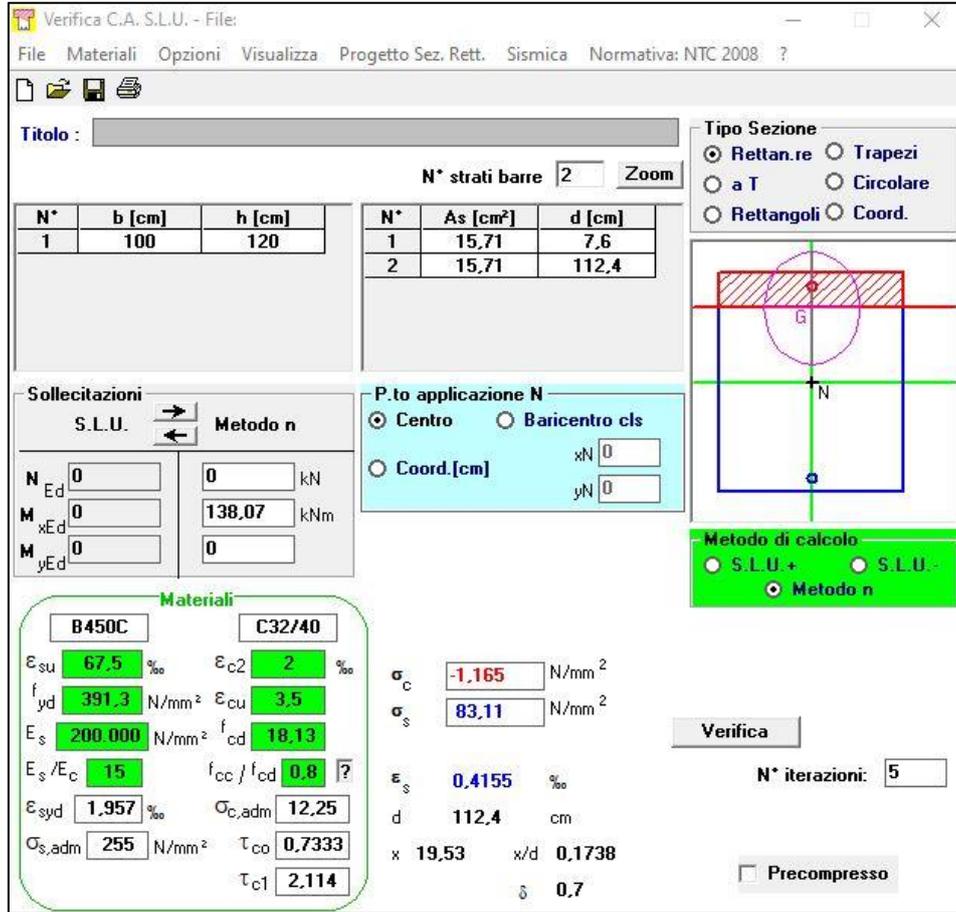
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.197 \text{ mm} \leq w_2 = 0.200 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1200	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1124	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,27	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1461,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	1,77	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	125,9	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	195,30	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00036	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00013	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00036	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,00	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	547	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,197	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



Verifica C.A. S.L.U. - File:   
 File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,6
2	15,71	112,4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

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

Materiali: B450C C32/40

ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 12,25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,7333
	τ <sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -1,165 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 83,11 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0,4155 ‰  
 d 112,4 cm  
 x 19,53 x/d 0,1738  
 δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.13 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

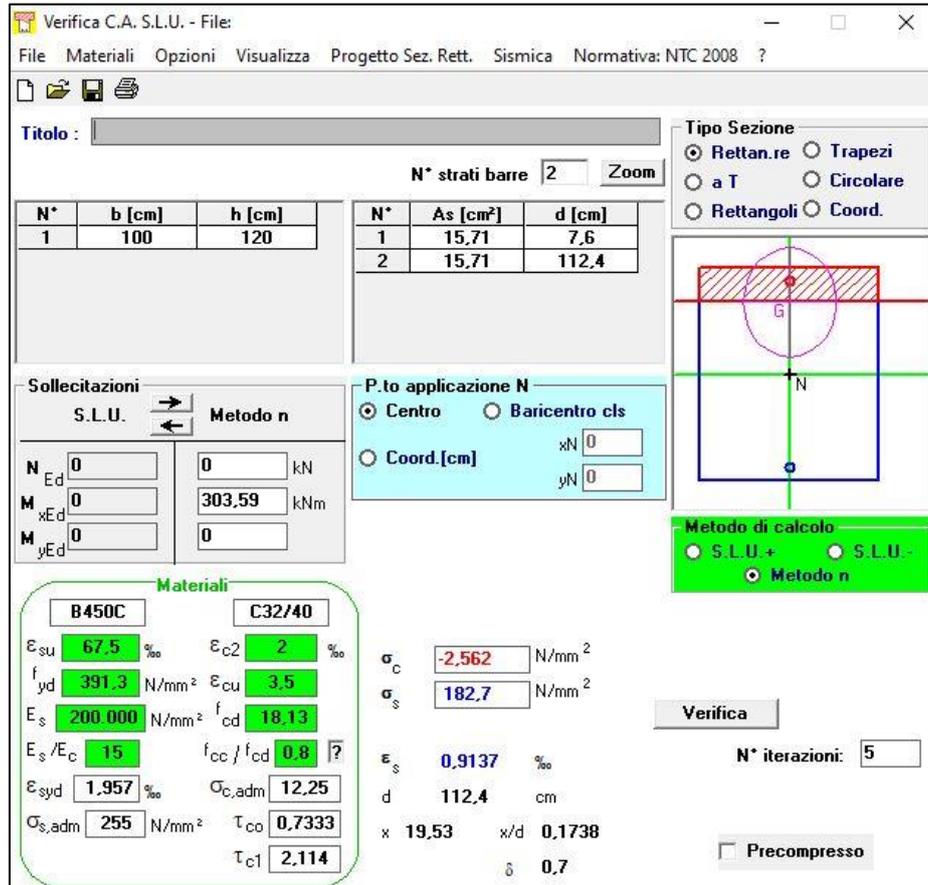
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1200	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1124	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,31	[-]
<b>Area minima di armatura in zona tesa</b>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1461,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	1,17	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	83,11	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	195,30	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00024	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00034	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00024	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,00	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	547	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	w <sub>k</sub>	0,130	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



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

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

TITOLO : \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,6
2	15,71	112,4

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

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

**P.to applicazione N**

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

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
E <sub>su</sub>	67,5 ‰	E <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	E <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
E <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

σ<sub>c</sub> -2,562 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 182,7 N/mm²

ε<sub>s</sub> 0,9137 ‰  
d 112,4 cm  
x 19,53 x/d 0,1738  
δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 2.56 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 182.70 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	λ = L/h	K	ρ	ρ'	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	λ lim	FS
valore	1000	950	5000	5,26	0,4	0,140	0,140	1570	767	25,64	4,87
	verifica -->			OK							

### 11.2.2 SOLETTA DI FONDAZIONE

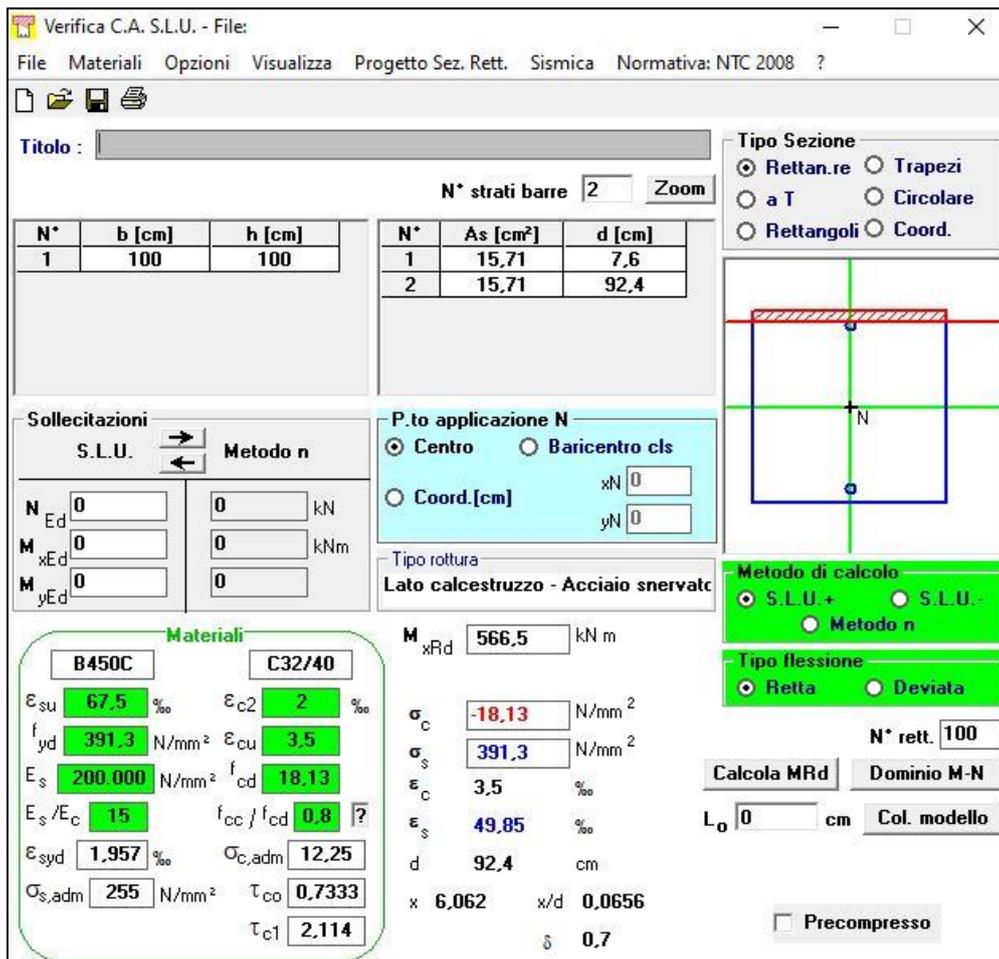
- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 189.66 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_S = (5\emptyset 20)/\text{m} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_S = (5\emptyset 20)/\text{m} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 561.80 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$



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

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

TITOLO: \_\_\_\_\_

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,6
2	15,71	92,4

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

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

**P.to applicazione N**

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333 ‰  
τ<sub>cl</sub> 2,114 ‰

M<sub>xRd</sub> 566,5 kNm

σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 49,85 ‰  
d 92,4 cm  
x 6,062 x/d 0,0656  
δ 0,7

**Tipo Sezione**

Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

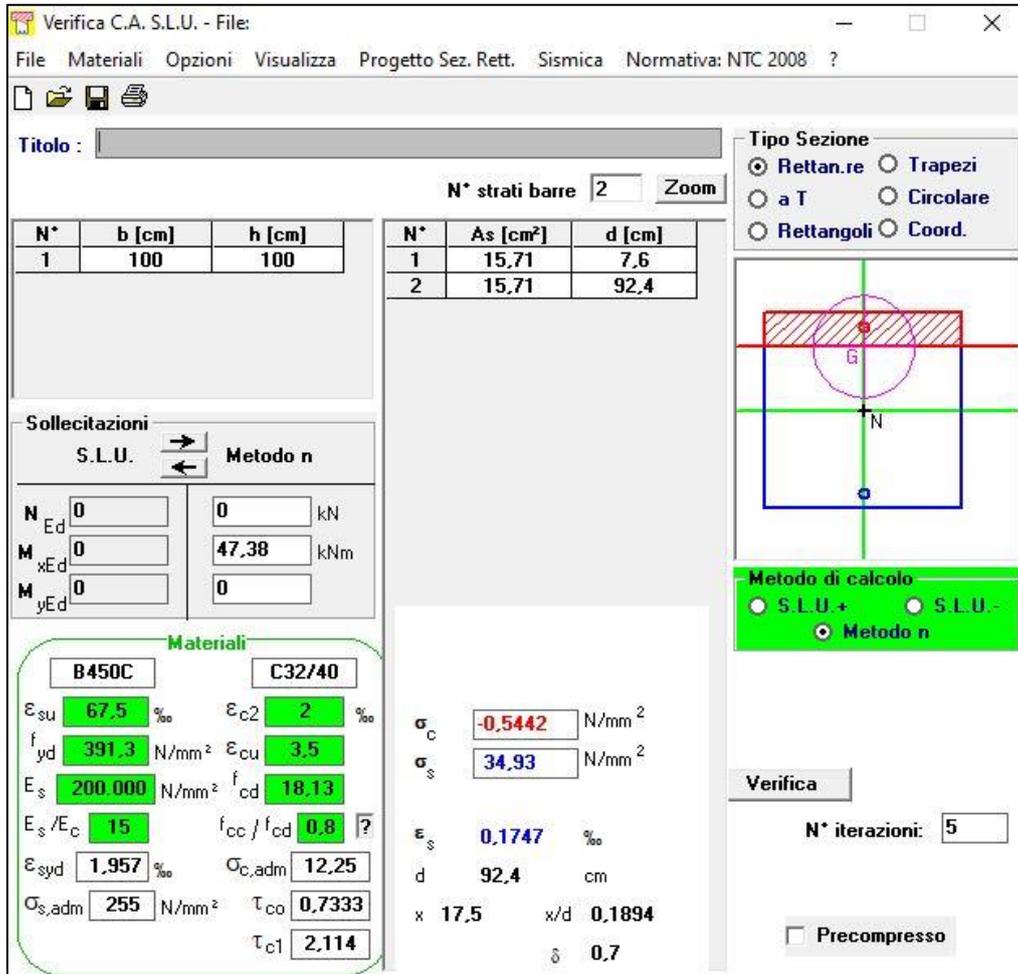
$$|V_{Ed}| = 185.60 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 324.47 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)					
<b>Dati di input</b>					
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>		
fck		32	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	185,60	kN		
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN		
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm	= 1000	mm
altezza della sezione	H =	100	cm	= 1000	mm
Copriferro	c =	4	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5			
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	5			
H utile della sezione	d =	92,40	cm	= 924	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
	Vrd1 =	286	kN		
	Vrdmin =	324	kN		Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>Vrd1 =</b>	<b>324,47</b>	<b>kN</b>		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,6
2	15,71	92,4

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

Diagramma della sezione trasversale con centro di gravità G e asse neutro N.

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

Sollecitazioni:  
 S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	0	47,38	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

Materiali:

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

σ<sub>c</sub> -0,5442 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 34,93 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0,1747 ‰  
 d 92,4 cm  
 x 17,5 x/d 0,1894  
 δ 0,7

Verifica  
 N° iterazioni: 5  
 Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

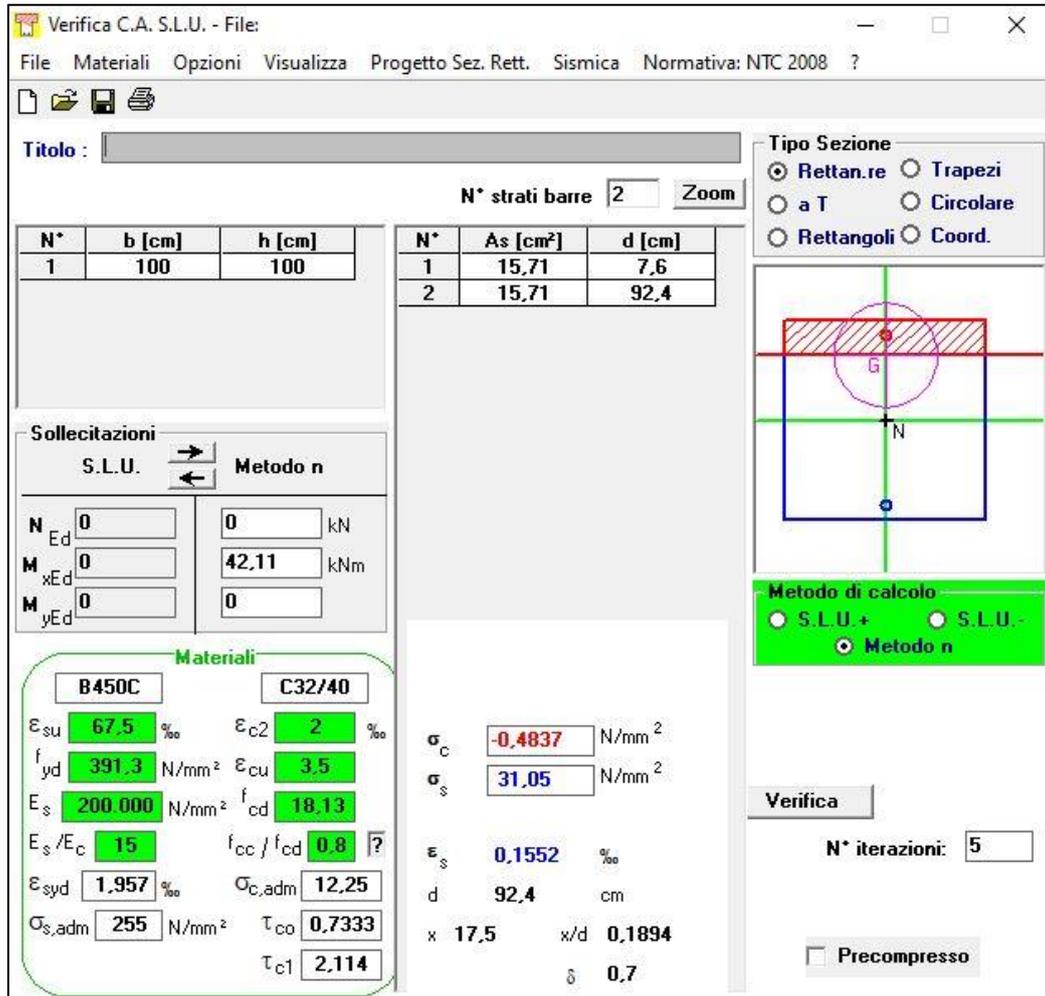
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.06 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	924	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,35	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1201,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,55	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	34,93	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	175,00	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00010	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00057	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00010	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,00	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	547	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,055	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,6
2	15,71	92,4

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN

M<sub>xEd</sub>  42,11 kNm

M<sub>yEd</sub>

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>cl</sub>	2,114

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  w/d

δ

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.05 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

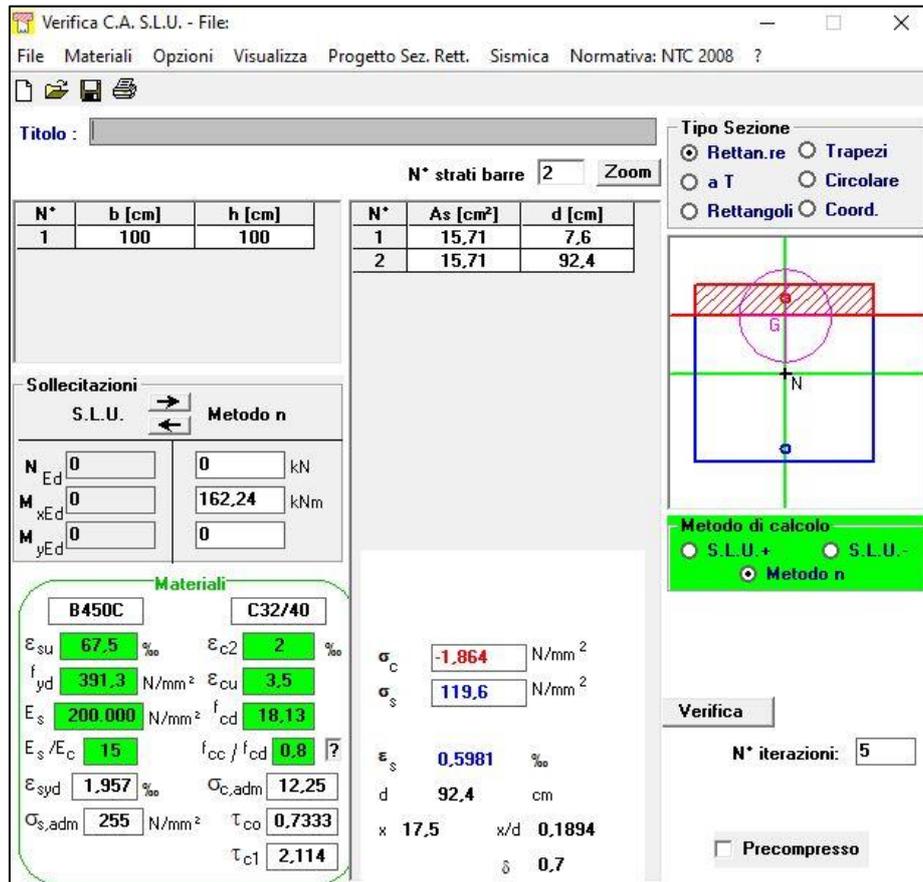
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	924	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,36	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1201,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,48	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	31,05	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	175,00	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00009	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00059	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00009	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,00	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	547	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,300	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,049	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and a main workspace. The workspace is divided into several sections: 'Titolo' (empty), 'N° strati barre' (set to 2), 'Zoom', and two tables for reinforcement data. The first table lists reinforcement layers (N° 1, 2) with width (b [cm]), height (h [cm]), area (As [cm²]), and diameter (d [cm]). The second table lists material properties for B450C and C32/40, including yield strength (fyd), modulus of elasticity (Es), and other parameters. The 'Sollecitazioni' section shows load data (NEd, MxEd, MyEd) and design values (N, Mx, My). The 'Metodo di calcolo' section shows the selected method (Metodo n) and calculation results (σc, σs, εs, d, x, w/d, δ). A 'Verifica' button and 'N° iterazioni' (5) are also visible.

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 1.95 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 125.00 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	$\lambda \text{ lim}$	FS
valore	1000	1000	5000	5,00	0,4	0,170	0,170	1570	521	31,29	6,26
	verifica -->			OK							

### 11.3 MURO H6 – VERIFICHE STRUTTURALI

#### 11.3.1 PARAMENTO

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 567.53 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (\emptyset 22/15)/\text{m} = 2534 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (\emptyset 22/15)/\text{m} = 2534 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1186 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	25,34	7,7
			2	25,34	122,3

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
 τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 1.186 kN m  
 σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 54,9 ‰  
 d 122,3 cm  
 x 7,329 x/d 0,05993  
 δ 0,7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

$$|V_{Ed}| = 226.09 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 403.00 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)					
<b>Dati di input</b>					
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>		
fck		32	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	226,09	kN		
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN		
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm	= 1000	mm
altezza della sezione	H =	130	cm	= 1300	mm
Copriferro	c =	4	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	22	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	22	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	7			
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	7			
H utile della sezione	d =	122,30	cm	= 1223	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{1/4} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
	Vrd1 =	387	kN		
	Vrdmin =	403	kN		Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>Vrd1 =</b>	<b>403,00</b>	<b>kN</b>		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente

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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25,34	7,7
2	25,34	122,3

Sollecitazioni:  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 322,51 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0

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

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

Materiali:  
**B450C** **C32/40**  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
 τ<sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -1,885 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 111,5 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0,5575 ‰  
 d 122,3 cm  
 x 24,74 x/d 0,2023  
 δ 0,7

Verifica  
 N° iterazioni: 5  
 Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

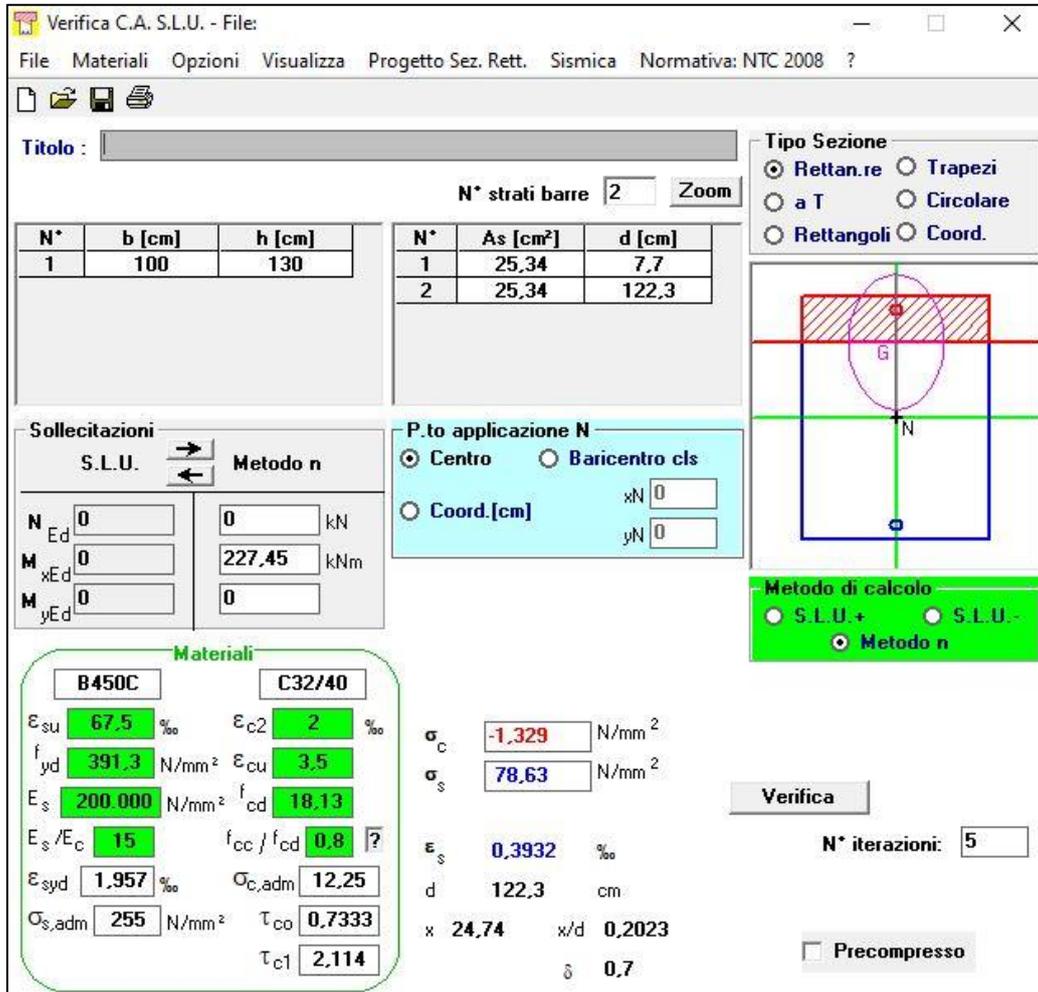
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.13 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1223	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	2534	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,27	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1589,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	1,88	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	111,5	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	247,40	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	2534	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00032	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00006	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00032	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	154,24	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	420	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,134	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	25,34	7,7
			2	25,34	122,3

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 227,45 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**

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

**Materiali**

B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 12,25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,7333
	τ <sub>cl</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -1,329 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 78,63 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,3932 ‰  
d 122,3 cm  
x 24,74 x/d 0,2023  
δ 0,7

**Metodo di calcolo**

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

Verifica

N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.09 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

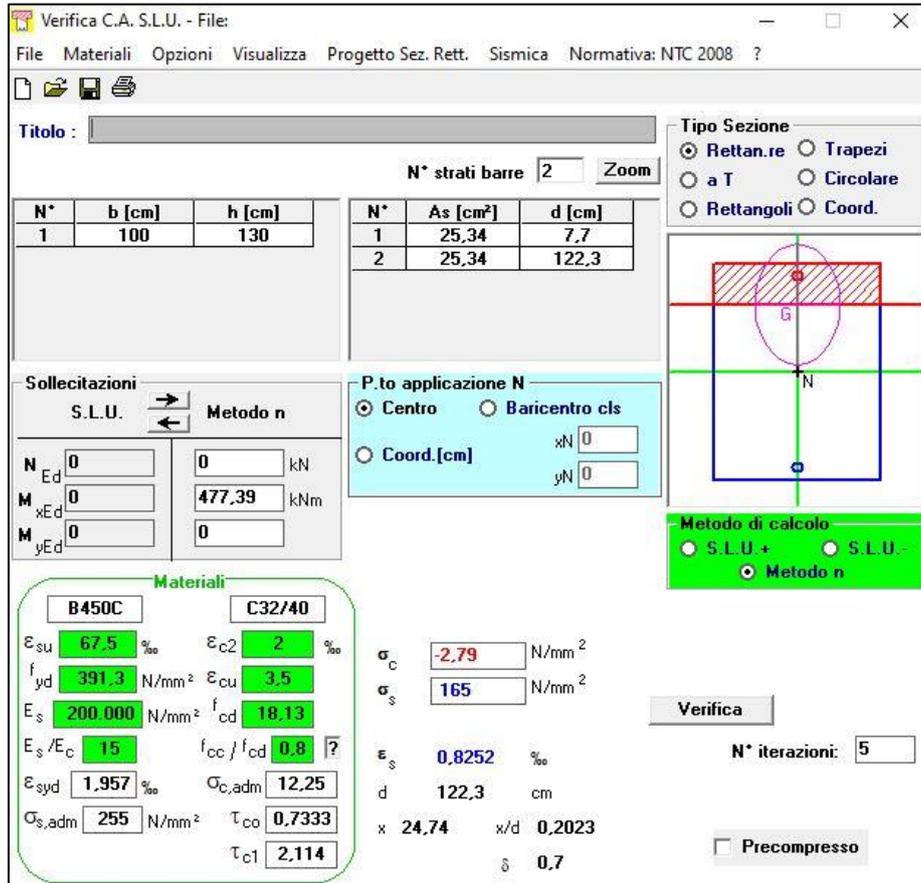
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1223	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	2534	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,31	[-]
<b>Area minima di armatura in zona tesa</b>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1589,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	1,33	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	78,63	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	247,40	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	2534	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00022	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00010	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00022	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	154,25	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,nif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	420	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	w <sub>k</sub>	0,094	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title field, and a table for reinforcement bars (N°, b [cm], h [cm], As [cm²], d [cm]). The reinforcement table shows two bars with As = 25.34 cm² and d = 7.7 cm and 122.3 cm. The interface also displays material properties for B450C and C32/40, load data (N, M, xEd, yEd), and calculation results (σc = -2.79 N/mm², σs = 165 N/mm², εs = 0.8252‰, etc.). A 'Verifica' button and 'N° iterazioni: 5' are also visible.

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 2.79 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 165.00 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1000	6000	6,00	0,4	0,207	0,207	2533	1108	22,94	3,82
	verifica -->			OK							

**11.3.2 SOLETTA DI FONDAZIONE**

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 292.91 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_S = (5\phi 20)/\text{m} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_S = (5\phi 20)/\text{m} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 566.50 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window contains several sections:

- Titolo:** A text input field.
- N° strati barre:** Set to 2, with a 'Zoom' button.
- Tables:**
  - Table 1:

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100
  - Table 2:

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,6
2	15,71	92,4
- Sollecitazioni:**
  - S.L.U. (selected) and Metodo n.
  - Inputs for N<sub>Ed</sub>, M<sub>xEd</sub>, M<sub>yEd</sub> in kN and kNm.
- P.to applicazione N:**
  - Centro (selected), Baricentro cls, Coord. [cm].
  - Inputs for xN and yN.
- Materiali:**
  - B450C and C32/40 selected.
  - Inputs for ε<sub>su</sub>, ε<sub>c2</sub>, f<sub>yd</sub>, ε<sub>cu</sub>, E<sub>s</sub>, f<sub>cd</sub>, E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>, f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>, ε<sub>syd</sub>, σ<sub>c,adm</sub>, τ<sub>co</sub>, τ<sub>c1</sub>.
- Metodo di calcolo:**
  - S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Tipo flessione:**
  - Retta (selected), Deviata.
- Results:**
  - M<sub>xRd</sub> = 566,5 kN m
  - σ<sub>c</sub> = -18,13 N/mm²
  - σ<sub>s</sub> = 391,3 N/mm²
  - ε<sub>c</sub> = 3,5 ‰
  - ε<sub>s</sub> = 49,85 ‰
  - d = 92,4 cm
  - x = 6,062, x/d = 0,0656
  - δ = 0,7
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L<sub>0</sub> = 0 cm, Col. modello, Precompresso.

- Verifica a taglio, SLU-SLV

$$|V_{Ed}| = 240.12 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 321.80 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)					
<b>Dati di input</b>					
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>		
fck		32	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	240,12	kN		
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN		
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm	= 1000	mm
altezza della sezione	H =	100	cm	= 1000	mm
Copriferro	c =	5	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5			
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	5			
H utile della sezione	d =	91,40	cm	= 914	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{1/4} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
	Vrd1 =	284	kN		
	Vrdmin =	322	kN		Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>Vrd1 =</b>	<b>321,80</b>	<b>kN</b>		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a structural analysis. The 'Materiali' section is highlighted, showing properties for B450C and C32/40. The 'Solllecitazioni' section shows load values for S.L.U. and Metodo n. The 'P.to applicazione N' section shows the point of application of the normal force. The 'Metodo di calcolo' section shows the calculation method selected as 'Metodo n'. The 'Verifica' section shows the number of iterations as 5. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	7,6
			2	15,71	92,4

Materiali	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,7333
		$\tau_{c1}$ 2,114

$\sigma_c$	-0,6672 N/mm²
$\sigma_s$	42,83 N/mm²
$\epsilon_s$	0,2142 ‰
d	92,4 cm
x	17,5
x/d	0,1894
$\delta$	0,7

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

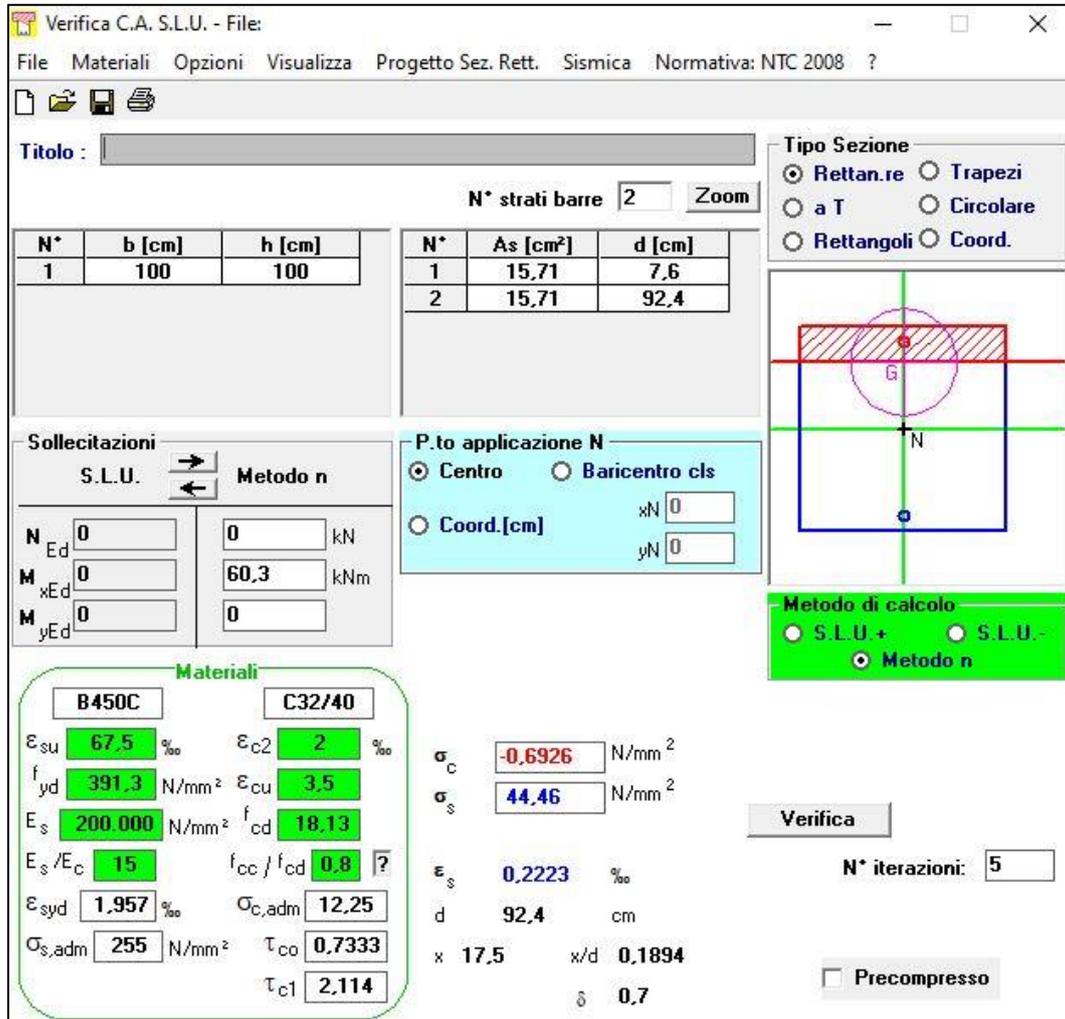
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.07 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	924	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,34	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1201,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,67	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	42,83	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	175,00	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00012	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00053	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00012	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,00	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	547	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,067	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	7,6
			2	15,71	92,4

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

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

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

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

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

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.07 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

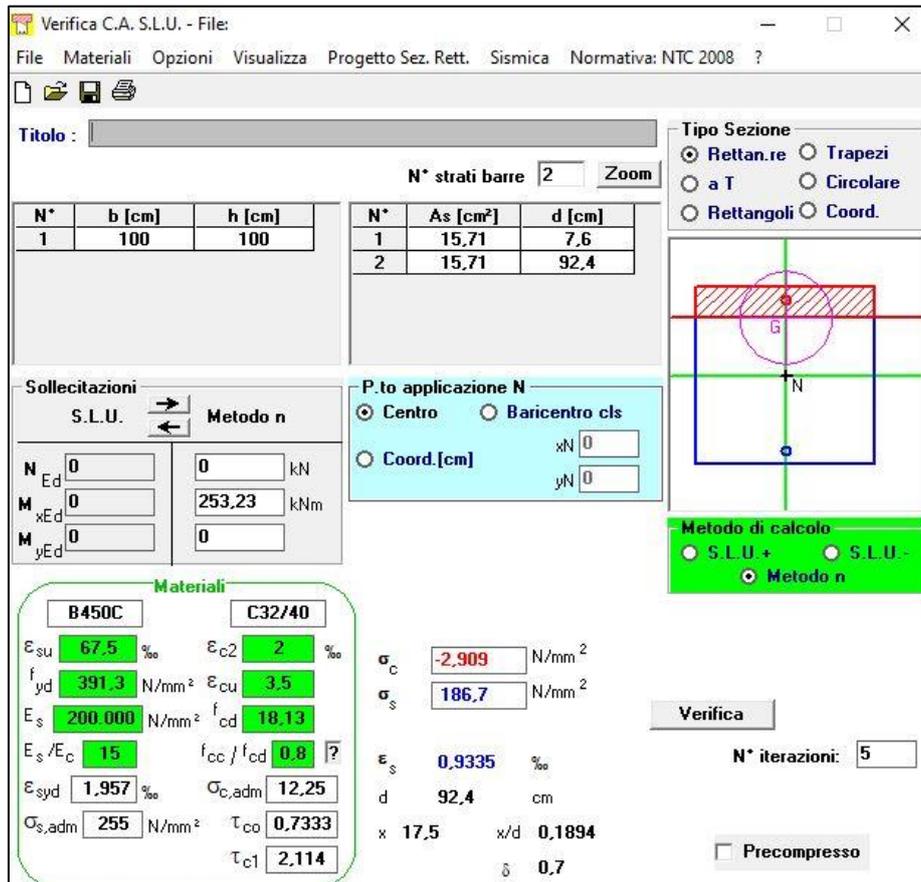
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	924	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,34	[-]
<b>Area minima di armatura in zona tesa</b>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1201,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,69	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	44,46	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	175,00	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00013	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00052	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00013	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,00	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	547	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,300	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	w <sub>k</sub>	0,070	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and various input fields and tables. The 'Tipo Sezione' section has 'Rettan.re' selected. The 'N° strati barre' is set to 2. The 'Sollecitazioni' section shows 'S.L.U.' and 'Metodo n' selected. The 'P.to applicazione N' section has 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' section has 'Metodo n' selected. The 'Materiali' section shows 'B450C' and 'C32/40' selected. The 'Verifica' section shows 'N° iterazioni' set to 5. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	7,6
			2	15,71	92,4

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	15,71	7,6
			2	15,71	92,4

Results shown in the interface:

- $\sigma_c = -2,909 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 186,7 \text{ N/mm}^2$
- $\epsilon_s = 0,9335 \%$
- $d = 92,4 \text{ cm}$
- $x = 17,5$
- $x/d = 0,1894$
- $\delta = 0,7$

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 2.91 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 186.70 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	$\lambda \text{ lim}$	FS
valore	1000	1000	6000	6,00	0,4	0,170	0,170	1570	778	20,95	3,49
	verifica -->			OK							

## 11.4 MURO H7 – VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.4.1 PARAMENTO

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 958.91 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (8\emptyset22)/\text{m} = 3041 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (8\emptyset22)/\text{m} = 3041 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1534 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

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

Titolo:

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	30,41	7,7
			2	30,41	132,3

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

Materiali  
**B450C** **C32/40**  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

$M_{xRd}$  1.534 kN m  
 $\sigma_c$  -18,13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  55,65 ‰  
 d 132,3 cm  
 x 7,828 x/d 0,05917  
 $\delta$  0,7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

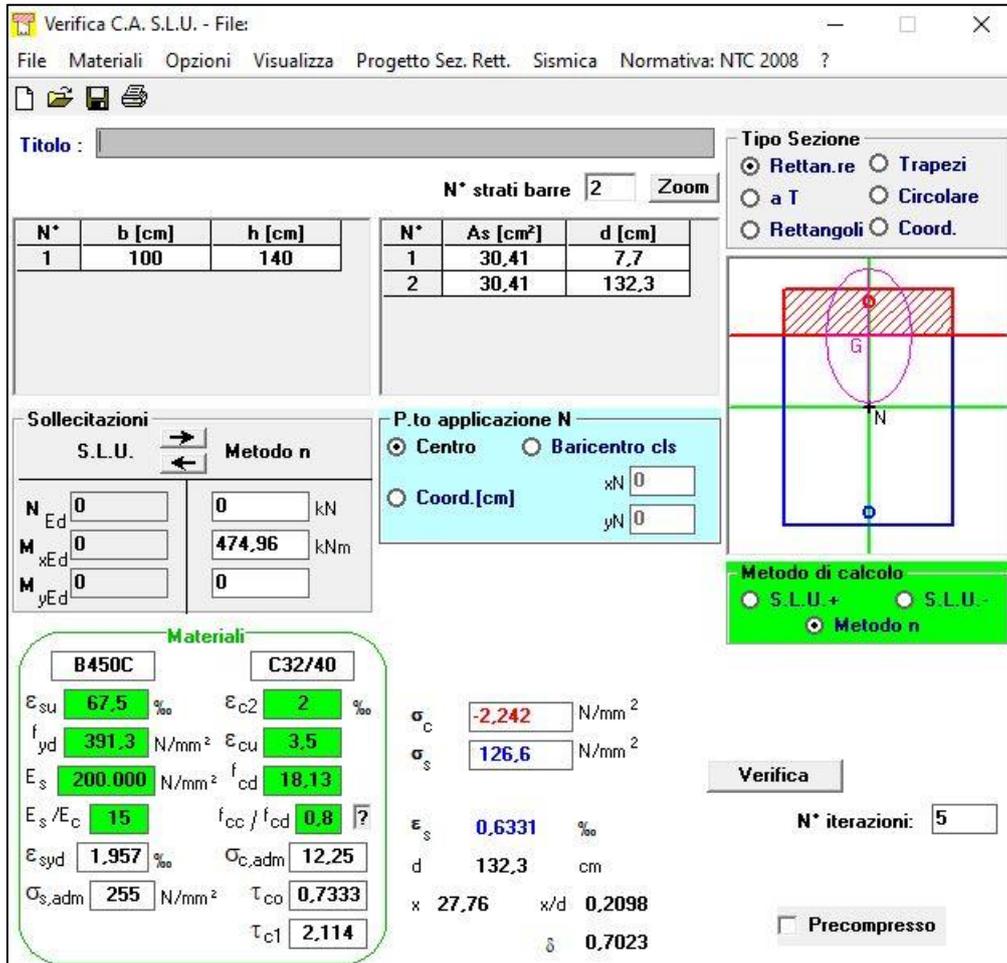
$$|V_{Ed}| = 291.88 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 428.80 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)					
<b>Dati di input</b>					
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>		
fck		32	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	291,88	kN		
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN		
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm	= 1000	mm
altezza della sezione	H =	140	cm	= 1400	mm
Copriferro	c =	4	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	22	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	22	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	8			
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	8			
H utile della sezione	d =	132,30	cm	= 1323	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{1/4} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
	Vrd1 =	429	kN		
	Vrdmin =	429	kN		Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>Vrd1 =</b>	<b>428,80</b>	<b>kN</b>		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	30,41	7,7
			2	30,41	132,3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

σ<sub>c</sub>: -2,242 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 126,6 N/mm²  
ε<sub>s</sub>: 0,6331 ‰  
d: 132,3 cm  
x: 27,76 w/d: 0,2098  
δ: 0,7023

Verifica N° iterazioni: 5  Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.13 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1400	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1323	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	3041	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,26	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1719,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	2,24	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	126,6	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	277,60	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3041	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00036	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00020	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00036	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	124,86	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	373	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,135	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente

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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	140	1	30,41	7,7
			2	30,41	132,3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

**Materiali:**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

σ<sub>c</sub>: -1,645 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 92,92 N/mm²  
ε<sub>s</sub>: 0,4646 ‰  
d: 132,3 cm  
x: 27,76 x/d: 0,2098  
δ: 0,7023

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.10 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

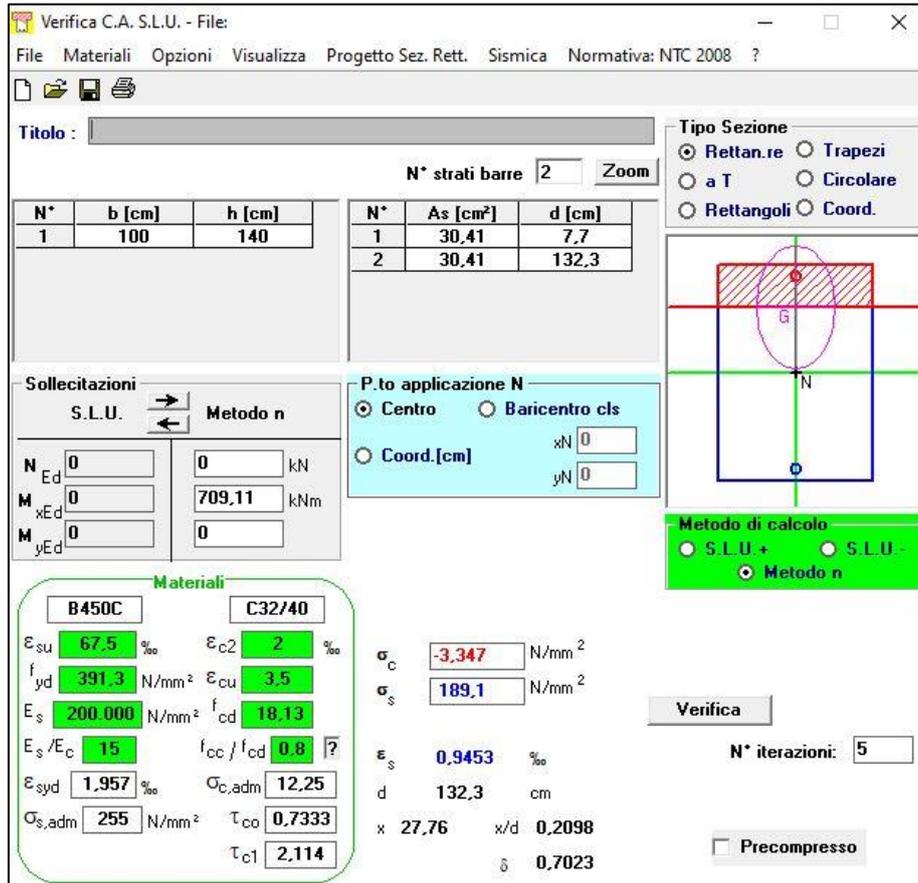
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1400	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1323	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	3041	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1-</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,30	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1719,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	1,65	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	92,92	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	277,60	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3041	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00027	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00004	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00027	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	124,86	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	373	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,099	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 3.35 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 189.10 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda \text{ lim}$	FS
valore	1000	1050	7000	6,67	0,4	0,230	0,230	3040	1522	19,04	2,86
	verifica -->			OK							

**11.4.2 SOLETTA DI FONDAZIONE**

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 447.68 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (5\phi 20)/\text{m} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (5\phi 20)/\text{m} = 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 689.90 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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

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

TITOLO : \_\_\_\_\_

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	15.71	7.7
			2	15.71	112.4

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

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

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

Tipo rottura  
**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

**Materiali**

**B450C** **C32/40**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>cl</sub>  ‰

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

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

$$|V_{Ed}| = 326.27 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 377.29 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
<b>Dati di input</b>			
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>
fck		32	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup> = $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	326,27	kN
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	120	cm = 1200 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	5	
H utile della sezione	d =	112,40	cm = 1124 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	K =	1,42	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	V <sub>min</sub> =	0,34	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata	As1=	15,71	cm <sup>2</sup> = 1570,796 mm <sup>2</sup>
	$\rho_1 =$	0,0014	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
	V <sub>rd1</sub> =	316	kN
	V <sub>rdmin</sub> =	377	kN
	V <sub>rd1</sub> =	377,29	kN
			V <sub>rd1</sub> >  V <sub>sd</sub>   ?
			<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente

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

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

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

N\* strati barre:  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N*	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,7
2	15,71	112,4

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

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

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
yN

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

**B450C** **C32/40**

ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Verifica**

N\* iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

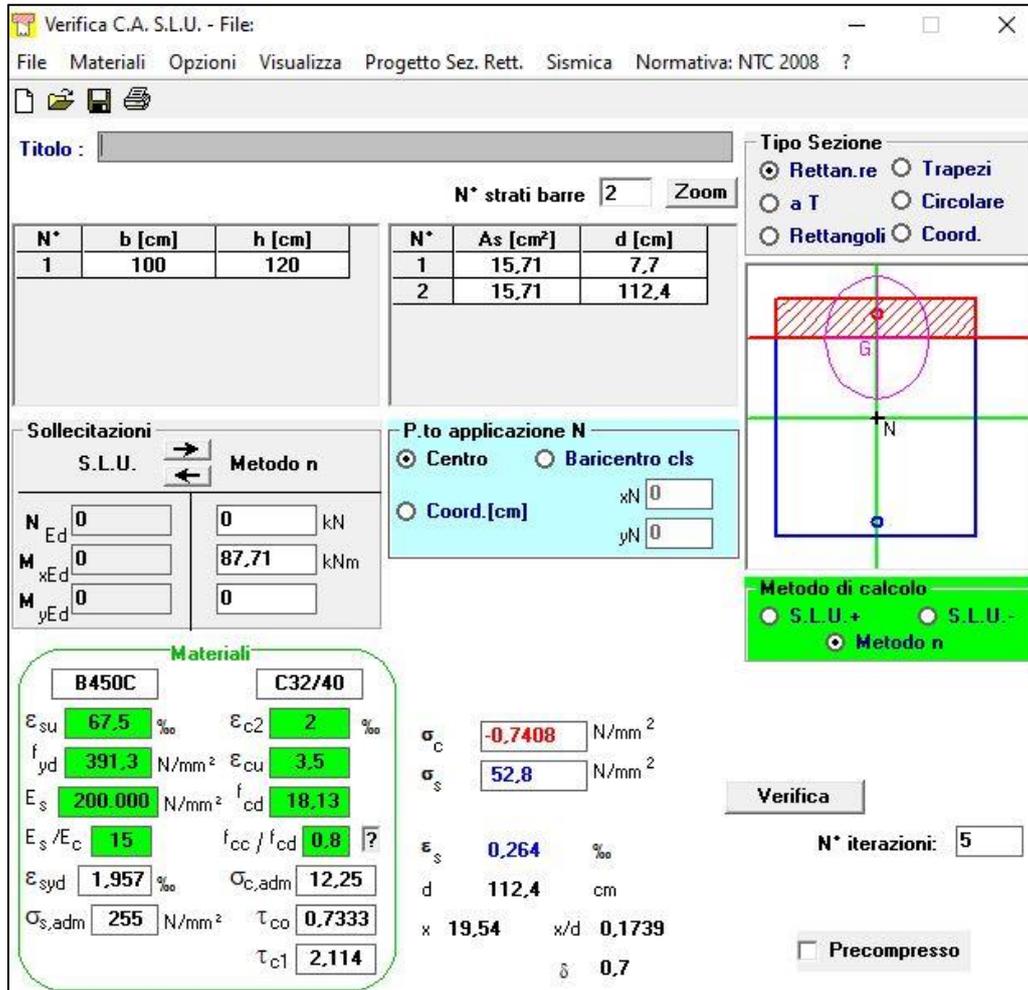
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.10 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1200	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1124	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,33	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1461,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,91	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	65,02	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	195,40	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00019	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00042	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00019	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,00	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,nif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	547	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,102	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,7
2	15,71	112,4

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

Diagramma della sezione con centro di gravità G e punto di applicazione della forza normale N.

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

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

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

Materiali:

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>cl</sub>	2,114

σ<sub>c</sub> -0,7408 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 52,8 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0,264 ‰  
 d 112,4 cm  
 x 19,54 x/d 0,1739  
 δ 0,7

Verifica  
 N° iterazioni: 5  
 Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.08 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

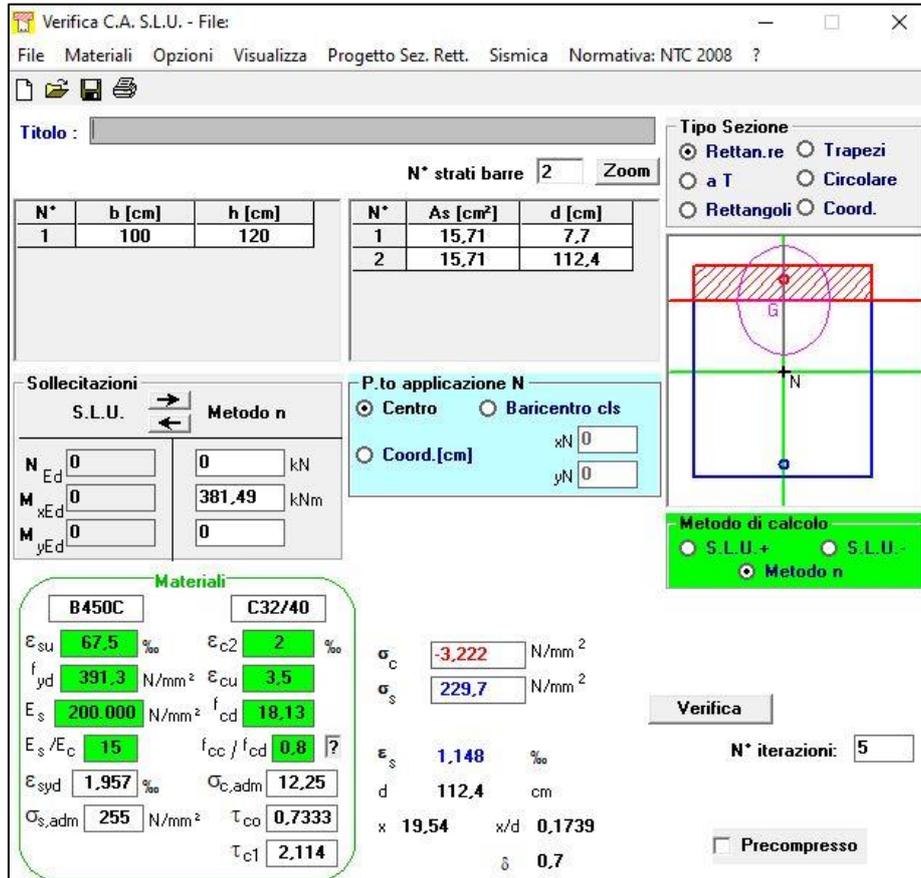
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1200	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1124	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,35	[-]
<b>Area minima di armatura in zona tesa</b>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1461,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,74	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	52,8	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	195,30	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1571	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00015	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00048	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00015	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	219,00	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	547	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,300	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	w <sub>k</sub>	0,083	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and various input fields and tables. The 'Materiali' section shows properties for B450C and C32/40. The 'Sollecitazioni' section shows load values (N, M, xEd, yEd) and application point (Centro, Baricentro cls, Coord. [cm]). The 'Metodo di calcolo' section shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' section shows results for  $\sigma_c$ ,  $\sigma_s$ ,  $\epsilon_s$ ,  $d$ ,  $x$ ,  $x/d$ , and  $\delta$ .

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 3.22 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 229.70 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1200	7000	5,83	0,4	0,140	0,140	1570	964	18,85	3,23
	verifica -->			OK							

## 11.5 MURO H8 – VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.5.1 PARAMENTO

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 1149.09 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (8\emptyset22)/\text{m} = 3041 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (8\emptyset22)/\text{m} = 3041 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1653 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

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

TITOLO:

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	30,41	7,7
			2	30,41	142,3

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

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
**B450C** **C32/40**  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

**M**  $M_{xRd}$  1.653 kNm  
 $\sigma_c$  -18,13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391,3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  60,15 ‰  
 d 142,3 cm  
 x 7,825 x/d 0,05499  
 $\delta$  0,7

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$   cm **Col. modello**  
 Precompresso

**N° rett.**

- Verifica a taglio, SLU-SLV

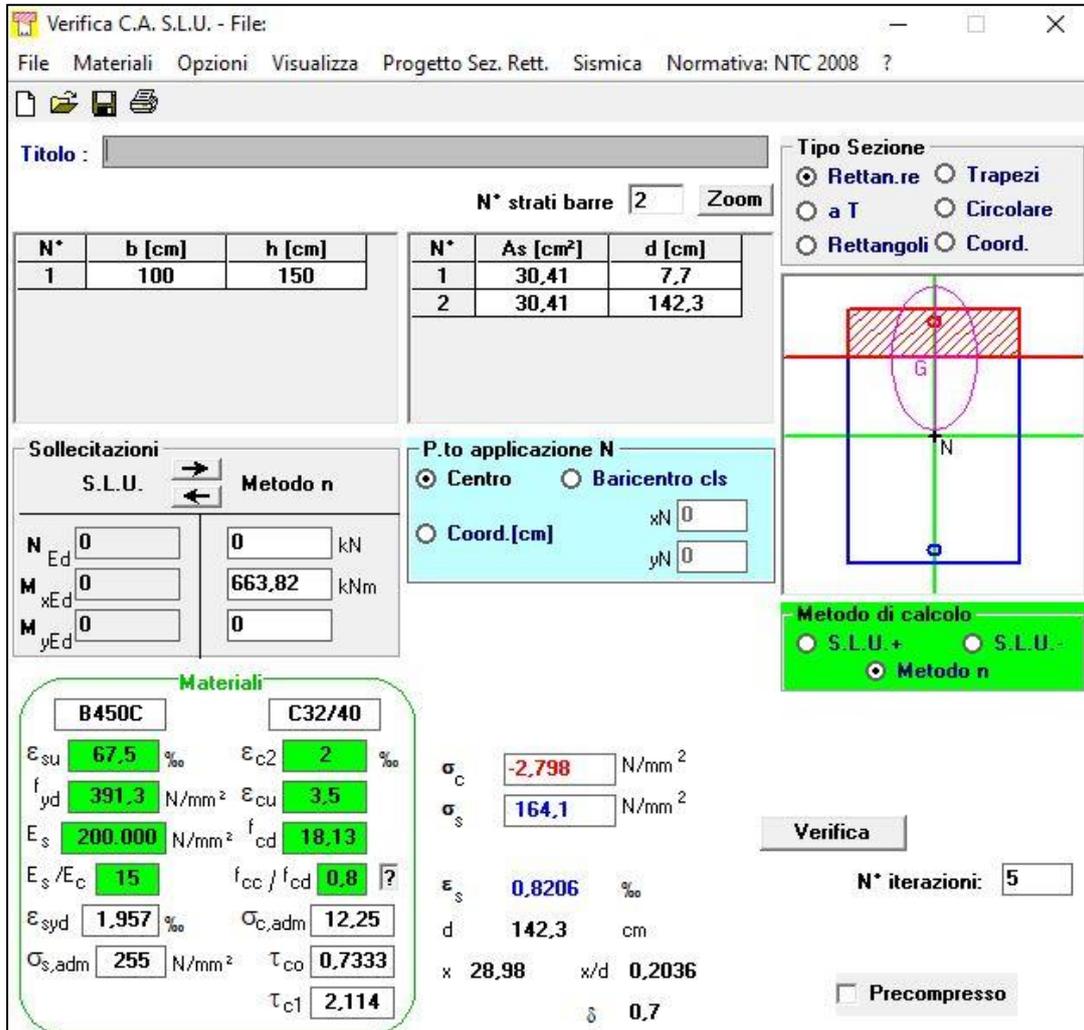
$$|V_{Ed}| = 364.29 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 454.21 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)					
<b>Dati di input</b>					
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>		
fck		32	N/mm <sup>2</sup>		
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup>	= 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>	
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5			
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85			
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup>	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>		
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15			
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup>	= $f_{yk} / \gamma_s$	
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	364,29	kN		
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN		
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm	= 1000	mm
altezza della sezione	H =	150	cm	= 1500	mm
Copriferro	c =	4	cm		
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	22	mm	(armatura compressa)	14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	22	mm	(armatura tesa)	
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm		
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	8			
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	8			
H utile della sezione	d =	142,30	cm	= 1423	mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>					
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$					
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$					
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$					
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$					
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$					
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata					
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$					
	Vrd1 =	446	kN		
	Vrdmin =	454	kN		Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>Vrd1 =</b>	<b>454,21</b>	<b>kN</b>		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N*	As [cm²]	d [cm]
1	30,41	7,7
2	30,41	142,3

**Tipologia Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

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

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
yN

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

**B450C** **C32/40**

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

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Verifica**  N° iterazioni

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.17 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1500	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1423	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	3041	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,24	[-]
<b>Area minima di armatura in zona tesa</b>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1849,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	2,80	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	164,1	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	289,80	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3041	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<b>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</b>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00047	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00038	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00047	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	124,86	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,nif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	373	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<b>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</b>	w <sub>k</sub>	0,175	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente

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

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

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	30,41	7,7
2	30,41	142,3

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

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

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

Materiali

B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 18,13
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,7333
	$\tau_{c1}$ 2,114

$\sigma_c$  -2,133 N/mm²  
 $\sigma_s$  125,1 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,6257 ‰  
 d 142,3 cm  
 x 28,98 x/d 0,2036  
 $\delta$  0,7

Verifica  
 N° iterazioni: 5  
 Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XF2, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.13 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

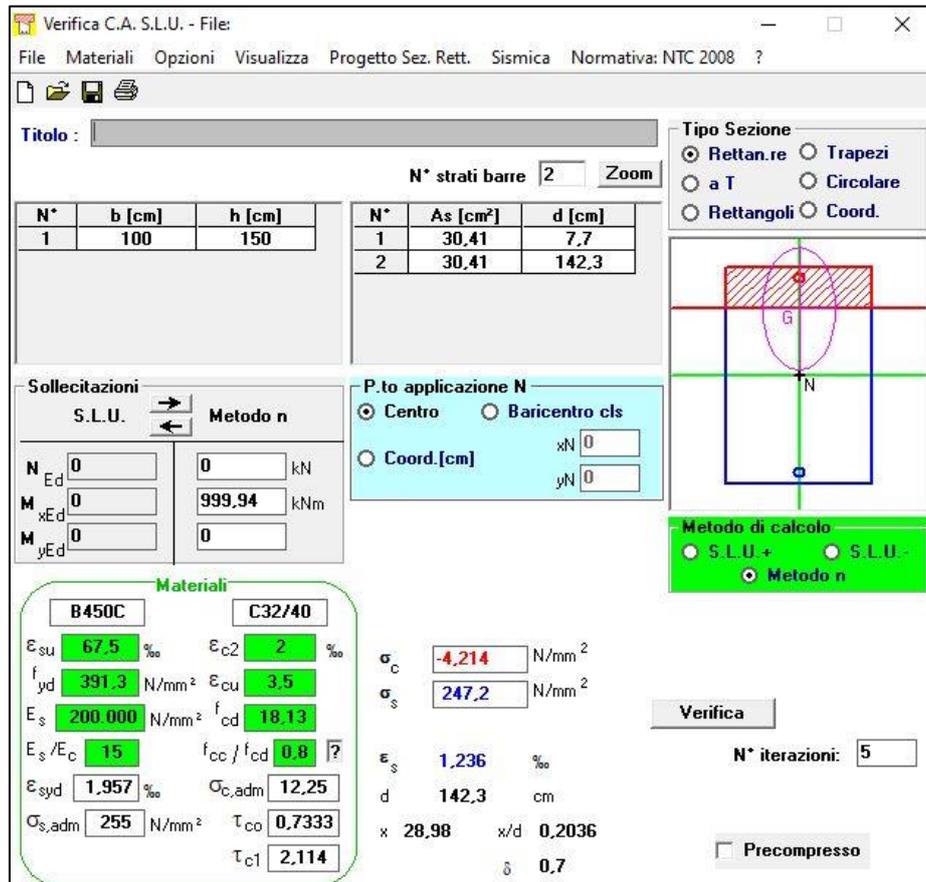
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1500	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1423	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	3041	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,27	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1849,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	2,13	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	125,1	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	289,80	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3041	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff,min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00036	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00019	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00036	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	124,86	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	373	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,133	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 4.21 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 247.20 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda$ lim	FS
valore	1000	1100	8000	7,27	0,4	0,214	0,214	3040	1995	15,05	2,07
	verifica -->			OK							

**11.5.2 SOLETTA DI FONDAZIONE**

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 642.03 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (5\phi 22)/\text{m} = 1901 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (5\phi 22)/\text{m} = 1901 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 900.30 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

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

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	19,01	7,7
			2	19,01	122,3

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

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

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

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
 B450C  C32/40  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>   
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>   
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>   
 τ<sub>c1</sub>

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>c</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

N° rett.   
 Calcola MRd  Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

$$|V_{Ed}| = 392.45 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 403.00 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sW}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
<b>Dati di input</b>			
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>
fck		32	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup> = f <sub>yd</sub> / $\gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	392,45	kN
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	130	cm = 1300 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	22	mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	22	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	5	
H utile della sezione	d =	122,30	cm = 1223 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>			
Vrd1 = $\{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con Vrd1 >= Vrd1min = (Vmin + 0.15 x $\sigma_{cp}$ ) x (b <sub>w</sub> x d)			
K = 1+ (200 / d) <sup>0.5</sup> < 2.00	K =	1,40	
Vmin = 0.035 x K <sup>1.5</sup> x fck <sup>0.5</sup>	Vmin =	0,33	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata	As1=	19,01	cm <sup>2</sup> = 1900,664 mm <sup>2</sup>
	$\rho_1 =$	0,0016	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
	Vrd1 =	352	kN
	Vrdmin =	403	kN
	Vrd1 =	403,00	kN
			Vrd1 >  Vsd  ?
			<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a concrete wall section verification.

**Titolo:** [Empty field]

**N° strati barre:** 2

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19,01	7,7
2	19,01	122,3

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

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

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

**Materiali:** B450C, C32/40

$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,7333
		$\tau_{c1}$	2,114

**Calcolo:**  $\sigma_c$  -0,9837 N/mm²,  $\sigma_s$  66,84 N/mm²,  $\epsilon_s$  0,3342 ‰, d 122,3 cm, x 22,12, x/d 0,1808,  $\delta$  0,7

**Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n

**Verifica:** N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.10 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1223	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1901	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,33	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1589,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,98	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	66,84	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	221,20	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00019	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00030	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00019	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	218,50	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	515	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,098	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

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

Titolo:

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	19,01	7,7
2	19,01	122,3

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

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

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="128,38"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

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

**Materiali**

B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="18,13"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="12,25"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,7333"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="2,114"/>

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

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.09 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

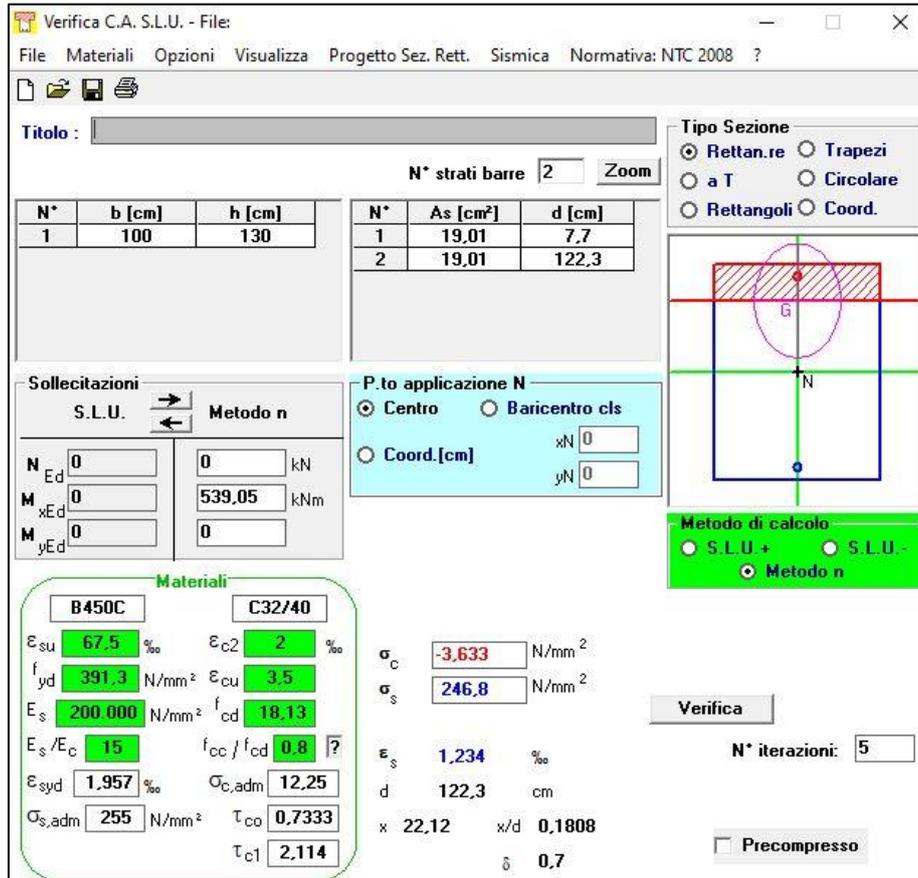
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1223	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.1</sub>	1901	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>sf.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,34	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1589,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,87	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	58,79	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	221,20	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	1901	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,01	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00017	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00034	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00017	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	218,50	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,nif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	515	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,300	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,086	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	19,01	7,7
			2	19,01	122,3

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 0 539,05 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**Materiali**  
B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

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

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

σ<sub>c</sub> -3,633 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 246,8 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 1,234 ‰  
d 122,3 cm  
x 22,12 x/d 0,1808  
δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 3.63 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 246.80 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	λ = L/h	K	ρ [%]	ρ' [%]	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	λ lim	FS
valore	1000	1300	8000	6,15	0,4	0,155	0,155	1900	1252	16,54	2,69
	verifica -->			OK							

## 11.6 MURO H10 – VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.6.1 PARAMENTO

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 2051.12 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\emptyset 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\emptyset 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 2787 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

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

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	170

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	7,8
2	45,24	162,2

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

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

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN  yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8 ?
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

M<sub>xRd</sub>  kN m

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

N° rett.

Calcola MRd

L<sub>0</sub>  cm

Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

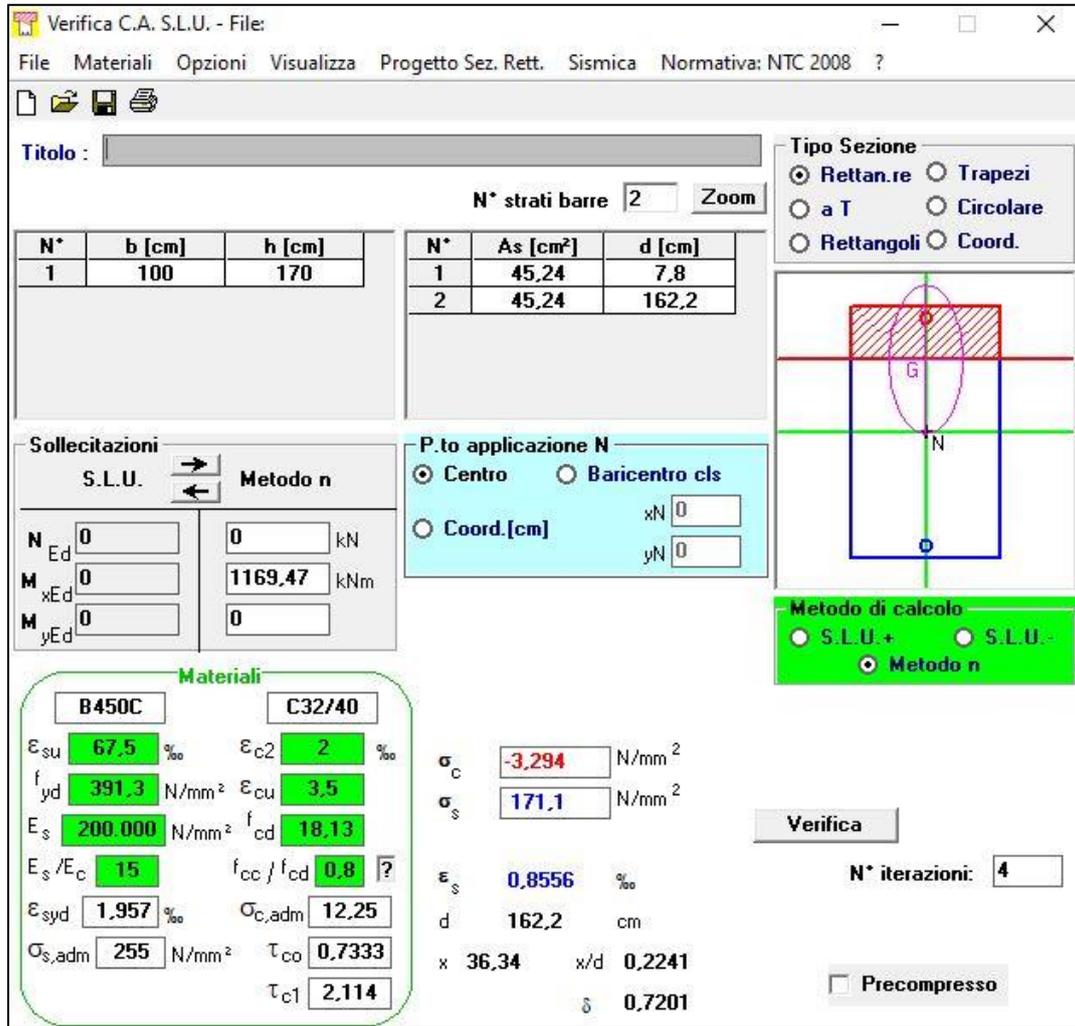
$$|V_{Ed}| = 532.35 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 545.51 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$  specifica non necessaria, inserimento di spilli costruttivi  $\phi 12/40 \times 40 \text{ cm}$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
<b>Dati di input</b>			
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>
fck		32	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup> = $0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	18,13	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm <sup>2</sup> = $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	532,35	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	170	cm = 1700 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	24	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	$N_2 =$	10	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	10	
H utile della sezione	$d =$	162,20	cm = 1622 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1,35	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,31	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
$A_{s1}$ =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d+lb_{net}$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$	45,24	cm <sup>2</sup> = 4523,893 mm <sup>2</sup>
	$\rho_1 =$	0,0028	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
	$V_{rd1} =$	546	kN
	$V_{rdmin} =$	504	kN
	<b>Vrd1 =</b>	<b>545,51</b>	<b>kN</b>
		$V_{rd1} >  V_{sd}  ?$	
		<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>	

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	170	1	45,24	7,8
			2	45,24	162,2

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

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

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

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

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

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

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

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

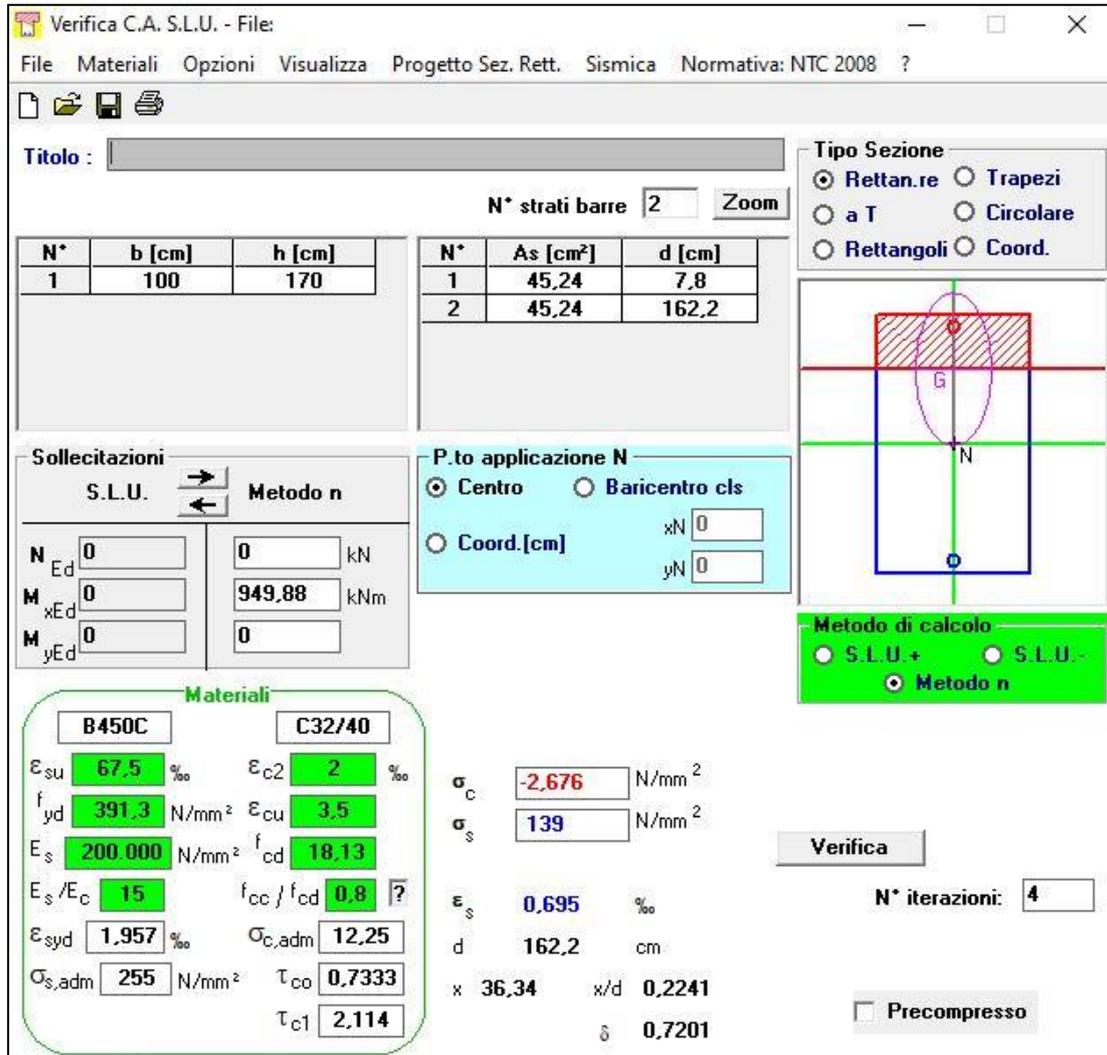
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.16 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1700	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1623	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,23	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	2109,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	3,29	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	171,1	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	363,40	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00049	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00053	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00053	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	310	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,165	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

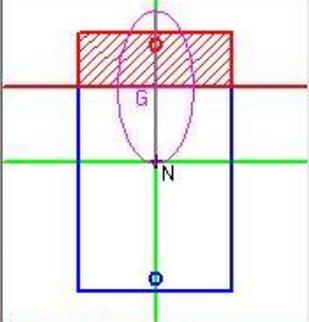
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	170	1	45,24	7,8
			2	45,24	162,2

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

**Diagramma:** 

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

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

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

**Materiali:**

B450C		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8 ?
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$	0,7333
		$\tau_{c1}$	2,114

**Risultati:**  
 $\sigma_c$  -2,676 N/mm²  
 $\sigma_s$  139 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,695 ‰  
 d 162,2 cm  
 x 36,34 x/d 0,2241  
 $\delta$  0,7201

**Verifica**  
 N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.12 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

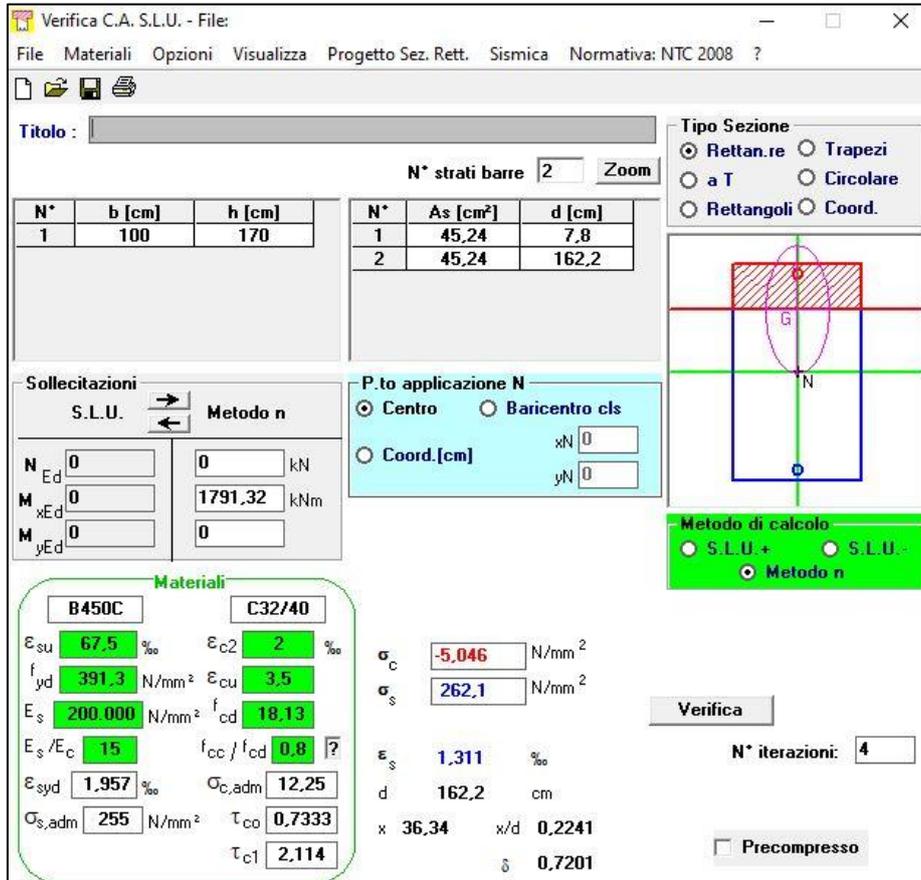
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1700	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1622	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	78	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,26	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	2108,60	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	2,68	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	139	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	363,40	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	195000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00040	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00038	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00040	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	312	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,124	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 5.05 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 262.10 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1200	10000	8,33	0,4	0,279	0,279	4522	2307	17,08	2,05
	verifica -->			OK							

**11.6.2 SOLETTA DI FONDAZIONE**

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 1119 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\phi 22)/\text{m} = 3801 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\phi 22)/\text{m} = 3801 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1756 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	38,01	7,7
			2	38,01	122,3

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

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

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

**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 1.756 kN m  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 47,07 ‰  
d 122,3 cm  
x 8,465 x/d 0,06922  
δ 0,7

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

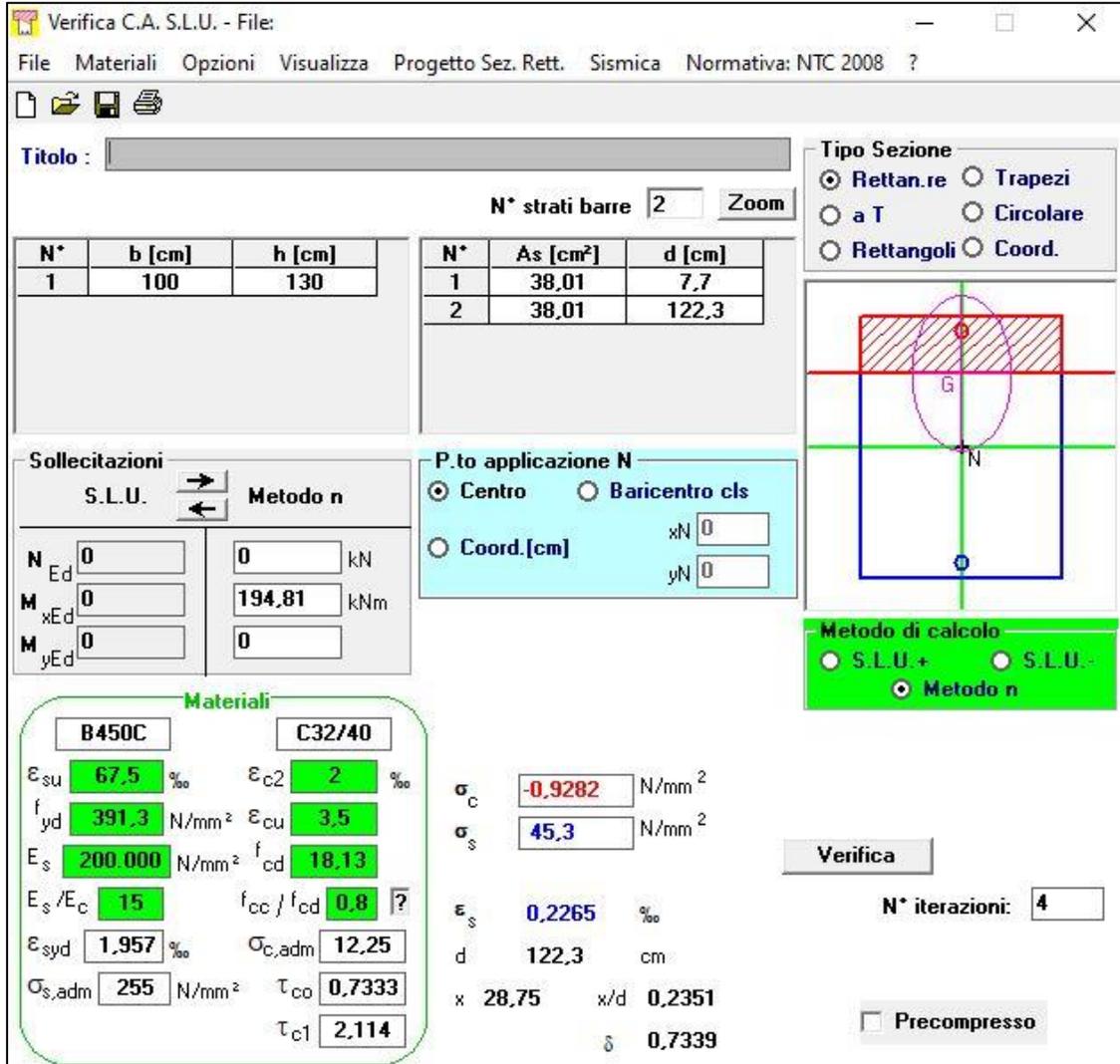
$$|V_{Ed}| = 579.52 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 974.24 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw} = \phi 12/10 - br. 2$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
<b>Dati di input</b>			
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>
fck		32	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	$f_{cd} =$	18,13	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm <sup>2</sup> = $f_{yd} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	579,52	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	130	cm = 1300 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	22	mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	22	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	$N_2 =$	10	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	10	
H utile della sezione	$d =$	122,30	cm = 1223 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1,40	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,33	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d+1b_{net}$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$	38,01	cm <sup>2</sup> = 3801,327 mm <sup>2</sup>
	$\rho_1 =$	0,0031	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
	$V_{rd1} =$	443	kN
	$V_{rdmin} =$	403	kN
	<b><math>V_{rd1} =</math></b>	<b>443,25</b>	<b>kN</b>
			$V_{rd1} >  V_{sd}  ?$
			<b>OCCORRE ARMARE A TAGLIO</b>
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio</b>			
<b>Verifica delle bielle compresse: Vrcd</b>			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo $\alpha_c$			
	$\alpha_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	0,00	$= < \alpha_{cp} <$	4,53 $\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	4,53	$= < \alpha_{cp} <=$	9,07 $\Rightarrow \alpha_c = 1,25$
	9,07	$< \alpha_{cp} <$	18,13 $\Rightarrow \alpha_c = 2,50$ membrature fortemente compresse
Essendo	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup> si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	9,07	N/mm <sup>2</sup> = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1,57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0,79	rad
	<b><math>V_{rcd} =</math></b>	<b>4989,84</b>	<b>kN</b>
			<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd</b>			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Passo delle staffe	$s =$	10	cm 100 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Braccia resistenti	$n =$	2	
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	2,26	cm <sup>2</sup> 226 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	100,57	mm <sup>2</sup> = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	<b><math>V_{rsd} =</math></b>	<b>974,24</b>	<b>kN</b>
			<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	38,01	7,7
			2	38,01	122,3

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  0 kN  
M<sub>xEd</sub>  194,81 kNm  
M<sub>yEd</sub>  0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.04 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1223	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	3801	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,34	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1589,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,93	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	45,3	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	287,50	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3801	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00013	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00011	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00013	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	97,11	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	325	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,042	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente

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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	38,01	7,7
2	38,01	122,3

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  188,26 kNm  
M<sub>yEd</sub>  0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
yN

**Materiali**

**B450C** **C32/40**

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

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

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.04 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

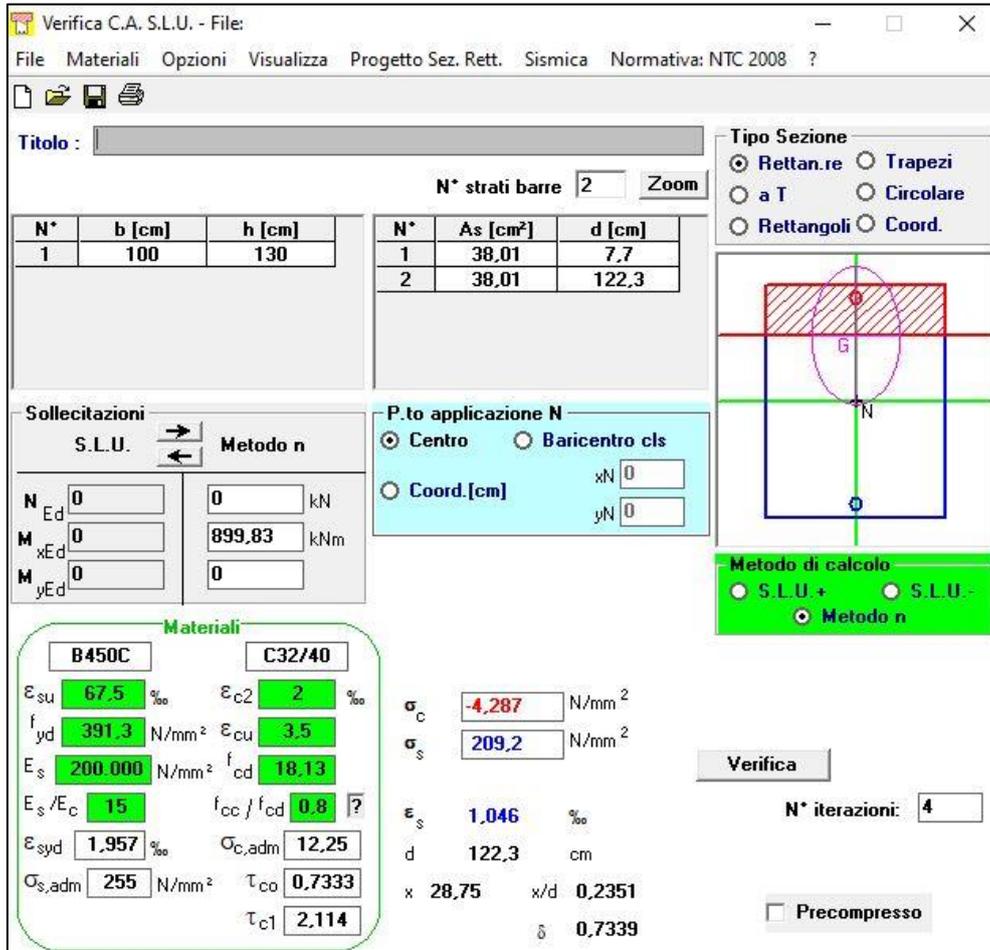
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1223	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	77	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	3801	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,34	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1589,90	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,90	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	43,78	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	287,50	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3801	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	192500	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00013	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00012	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00013	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	97,11	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	22,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	255,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	325	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,300	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,041	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 16.80 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several data input and output sections.

**Materiali:** B450C and C32/40. Properties include  $\epsilon_{su}$  (67.5‰),  $f_{yd}$  (391.3 N/mm<sup>2</sup>),  $E_s$  (200.000 N/mm<sup>2</sup>),  $E_s/E_c$  (15),  $\epsilon_{syd}$  (1.957‰),  $\sigma_{s,adm}$  (255 N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{c2}$  (2‰),  $\epsilon_{cu}$  (3.5‰),  $f_{cd}$  (18.13),  $f_{cc}/f_{cd}$  (0.8),  $\sigma_{c,adm}$  (12.25),  $\tau_{co}$  (0.7333), and  $\tau_{c1}$  (2.114).

**Sezione:** Rettan.re (selected), Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord. Dimensions:  $b = 100$  cm,  $h = 130$  cm.  $N^* = 2$  strati barre.  $As$  (cm<sup>2</sup>): 1: 38.01, 2: 38.01.  $d$  (cm): 1: 7.7, 2: 122.3.

**Carichi:**  $N_{Ed}$  (0) kN,  $M_{xEd}$  (0) kNm,  $M_{yEd}$  (0) kNm.  $P.to$  applicazione N: Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm].  $xN$  (0),  $yN$  (0).

**Calcolo:** Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n (selected).  $\sigma_c$  (-4.287) N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s$  (209.2) N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_s$  (1.046)‰,  $d$  (122.3) cm,  $x$  (28.75),  $x/d$  (0.2351),  $\delta$  (0.7339). **Verifica** button,  $N^*$  iterazioni: 4,  Precompresso.

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 4.29 \leq 16.80 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 209.20 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$As,eff$ [mm <sup>2</sup> ]	$As,calc$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1300	10000	7,69	0,4	0,311	0,311	3799	2089	15,14	1,97
	verifica -->			OK							

## 11.7 MURO H10S – VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.7.1 PARAMENTO

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 2055.30 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\emptyset 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\emptyset 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 2787 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

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

Titolo :

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	170	1	45,24	7,8
			2	45,24	162,2

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

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

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

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C		C32/40	
ε <sub>su</sub>	67,5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3,5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub>	18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8 ?
ε <sub>syd</sub>	1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	12,25
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,7333
		τ <sub>c1</sub>	2,114

M<sub>xRd</sub>  kN m

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>o</sub>  cm Col. modello

Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

$$|V_{Ed}| = 571.63 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 646.04 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$   $\phi 12/20$  – br. 2

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
<b>Dati di input</b>			
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>
fck		32	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup> = $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	571,63	kN
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	170	cm = 1700 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	24	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	10	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	10	
H utile della sezione	d =	162,20	cm = 1622 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$			
	K =	1,35	
	V <sub>min</sub> =	0,31	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata	As1=	45,24	cm <sup>2</sup> = 4523,893 mm <sup>2</sup>
	$\rho_1 =$	0,0028	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
	Vrd1=	546	kN
	Vrdmin=	504	kN
	<b>Vrd1 =</b>	<b>545,51</b>	<b>kN</b>
			Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>OCCORRE ARMARE A TAGLIO</b>		
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio</b>			
<b>Verifica delle bielle compresse: Vrcd</b>			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo $\alpha_c$			
	$\sigma_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	0,00 $= < \sigma_{cp} <$	4,53	$\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	4,53 $= < \sigma_{cp} \leq$	9,07	$\Rightarrow \alpha_c = 1,25$
	9,07 $< \sigma_{cp} <$	18,13	$\Rightarrow \alpha_c = 2,50$ membrature fortemente compresse
Essendo	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup> si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	fcd =	9,07	N/mm <sup>2</sup> = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1,57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0,79	rad
	<b>Vrcd =</b>	<b>6617,76</b>	<b>kN</b>
	<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>		
<b>Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd</b>			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Passo delle staffe	s =	20	cm 200 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Braccia resistenti	n =	2	
Area armatura a taglio	A <sub>sw</sub> =	2,26	cm <sup>2</sup> 226 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / F <sub>yk</sub>
Area minima di armatura a taglio	A <sub>w,min</sub> =	201,13	mm <sup>2</sup> = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times s \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	<b>Vrsd =</b>	<b>646,04</b>	<b>kN</b>
	<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>		

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente

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

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

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

N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	170

N*	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	7,8
2	45,24	162,2

**Tipologia Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1314,31"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Materiali**

B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="18,13"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="12,25"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,7333"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="2,114"/>

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

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

N\* iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

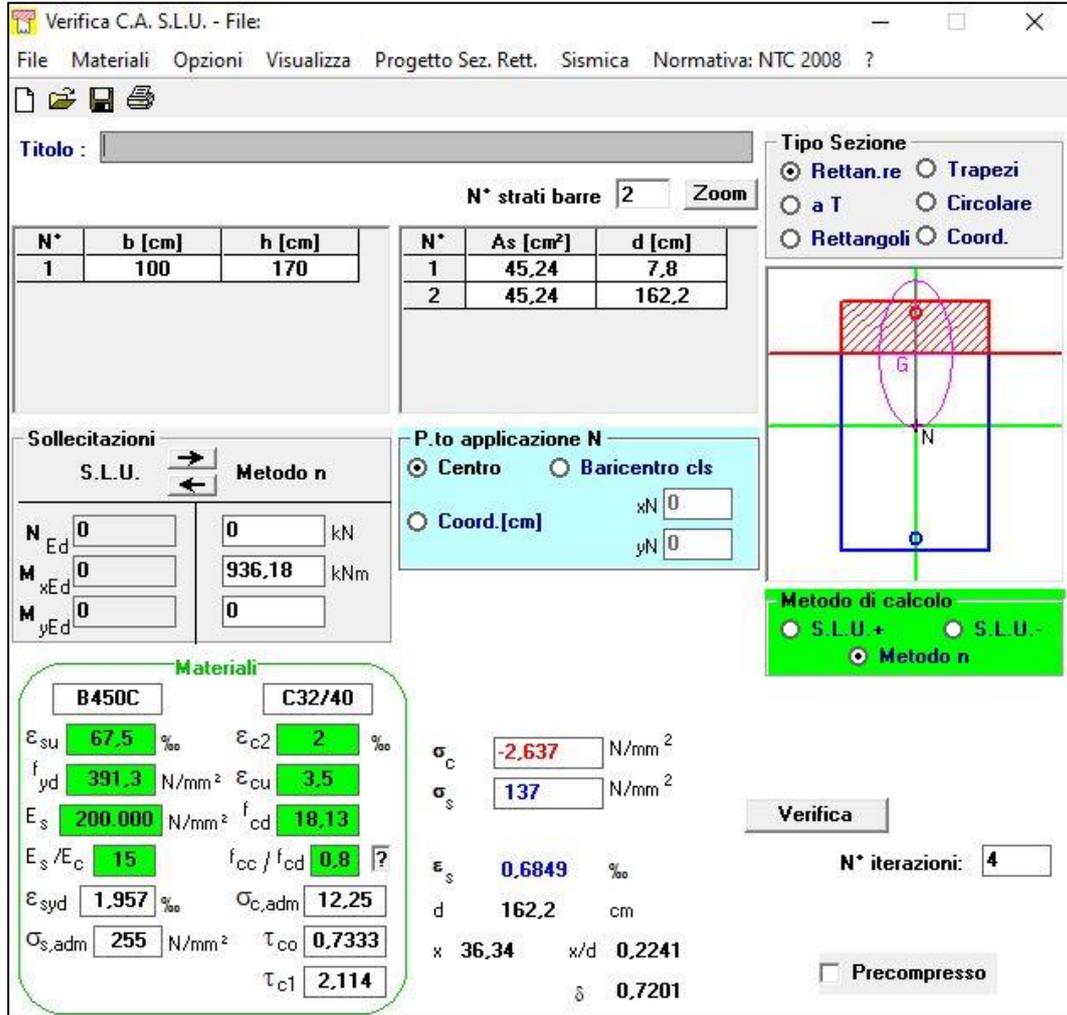
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.18 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1700	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1622	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	78	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,21	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	2108,60	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	3,70	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	192,3	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	363,40	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	195000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00055	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00063	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00063	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	312	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,197	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	170	1	45,24	7,8
			2	45,24	162,2

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

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

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

**Materiali**  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
τ<sub>c1</sub>  ‰

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

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

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

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.12 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

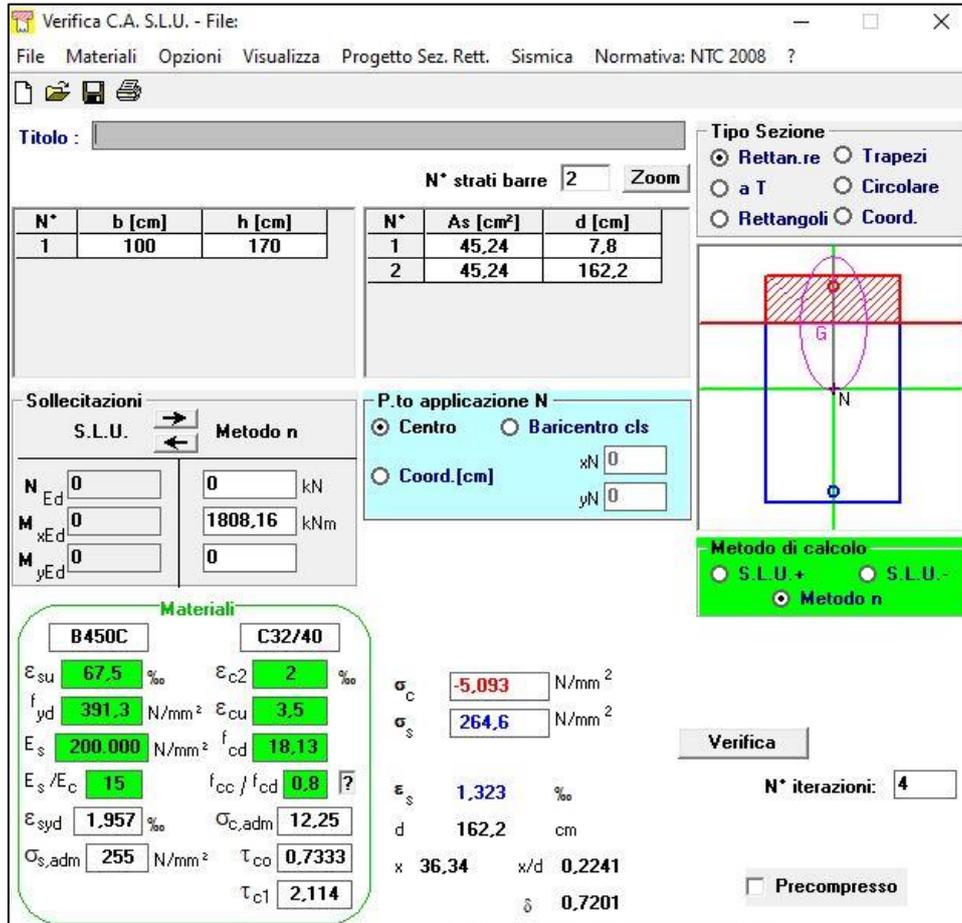
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1700	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1622	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	78	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,26	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	2108,60	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	2,64	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	137	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	363,40	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff,min</sub>	195000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00039	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00037	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00039	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	312	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,122	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Titolo' field is empty. The 'N° strati barre' is set to 2. The 'Tipo Sezione' is 'Rettan.re'. The 'Sollecitazioni' panel shows S.L.U. and Metodo n. The 'P.to applicazione N' panel shows Centro. The 'Materiali' panel shows B450C and C32/40. The 'Verifica' panel shows N° iterazioni: 4. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	170	1	45,24	7,8
			2	45,24	162,2

Materiali	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,7333
		$\tau_{cl}$ 2,114

$\sigma_c$	-5,093 N/mm²
$\sigma_s$	264,6 N/mm²
$\epsilon_s$	1,323 ‰
d	162,2 cm
x	36,34
x/d	0,2241
$\delta$	0,7201

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 5.09 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 264.60 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1700	10000	5,88	0,4	0,279	0,279	4522	2675	14,73	2,50
	verifica -->			OK							

**11.7.2 SOLETTA DI FONDAZIONE**

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 1094.14 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_S = (10\phi 20)/\text{m} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_S = (10\phi 20)/\text{m} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1461 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: [ ] [ ] [ ] [ ]

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

Titolo : [ ]

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	31.42	7.6
			2	31.42	122.4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 1.461 kN m

σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 51.04 ‰  
d 122.4 cm  
x 7.855 x/d 0.06417  
δ 0.7

Materiali: B450C C32/40  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

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

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

$$|V_{Ed}| = 549.73 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 975.04 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw} \phi 12/10$  – br. 2

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
<b>Dati di input</b>			
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>
fck		32	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup> = f <sub>yd</sub> / $\gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	549,73	kN
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	130	cm = 1300 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	10	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	10	
H utile della sezione	d =	122,40	cm = 1224 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>			
Vrd1 = $\{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con Vrd1 >= Vrd1min = (Vmin + 0.15 x $\sigma_{cp}$ ) x (b <sub>w</sub> x d)			
	K =	1,40	
	Vmin =	0,33	N/mm <sup>2</sup>
	Vmin =	0.035 x K <sup>1.5</sup> x fck <sup>0.5</sup>	
	$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$		
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1bnet oltre la sezione considerata	As1 =	31,42	cm <sup>2</sup> = 3141,593 mm <sup>2</sup>
	$\rho_1 =$	0,0026	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
	Vrd1 =	416	kN
	Vrdmin =	403	kN
	Vrd1 =	416,14	kN
			Vrd1 >  Vsd  ?
			<b>OCCORRE ARMARE A TAGLIO</b>
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio</b>			
<b>Verifica delle bielle compresse: Vrcd</b>			
Vrcd = $[0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo $\alpha_c$			
	$\alpha_{cp} <$	0,00	=> $\alpha_c =$ 1 membrature non compresse
	0,00	=< $\alpha_{cp} <$	4,53 => $\alpha_c =$ 1,00
	4,53	=< $\alpha_{cp} <=$	9,07 => $\alpha_c =$ 1,25
	9,07	< $\alpha_{cp} <$	18,13 => $\alpha_c =$ 2,50 membrature fortemente compresse
Essendo	$\alpha_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup> si assume quindi $\alpha_c =$ 1
Resistenza a compressione ridotta	fcd =	9,07	N/mm <sup>2</sup> = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1,57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0,79	rad
	Vrcd =	4993,92	kN
			<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd</b>			
Vrsd = $0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Passo delle staffe	s =	10	cm 100 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Braccia resistenti	n =	2	
Area armatura a taglio	A <sub>sw</sub> =	2,26	cm <sup>2</sup> 226 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / F <sub>yk</sub>
Area minima di armatura a taglio	A <sub>w,min</sub> =	100,57	mm <sup>2</sup> = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	Vrsd =	975,04	kN
			<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente

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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	31,42	7,6
			2	31,42	122,4

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

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

**Materiali**

B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 18,13
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 12,25
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,7333
	τ <sub>cl</sub> 2,114

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

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

**Verifica**  
N° iterazioni: 5  
 Precompresso

σ<sub>c</sub> -0,9784 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 52,28 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,2614 ‰  
d 122,4 cm  
x 26,83 x/d 0,2192  
δ 0,714

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

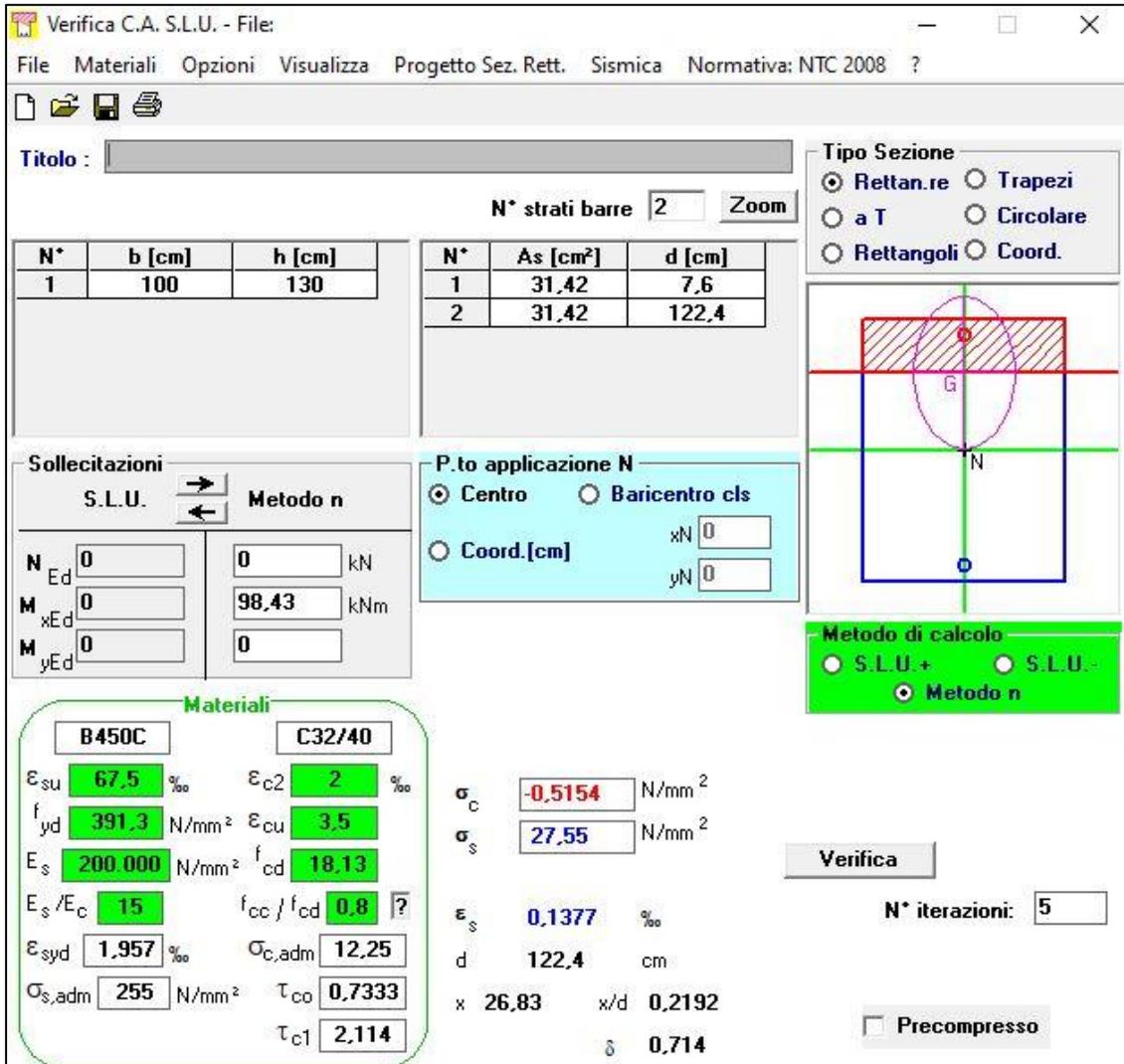
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.05 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1224	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	3142	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,33	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1591,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,98	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	52,28	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	268,30	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3142	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00015	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00014	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00015	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	97,33	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	342	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,051	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	130

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	7,6
2	31,42	122,4

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

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

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

**B450C** **C32/40**

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

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

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.03 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

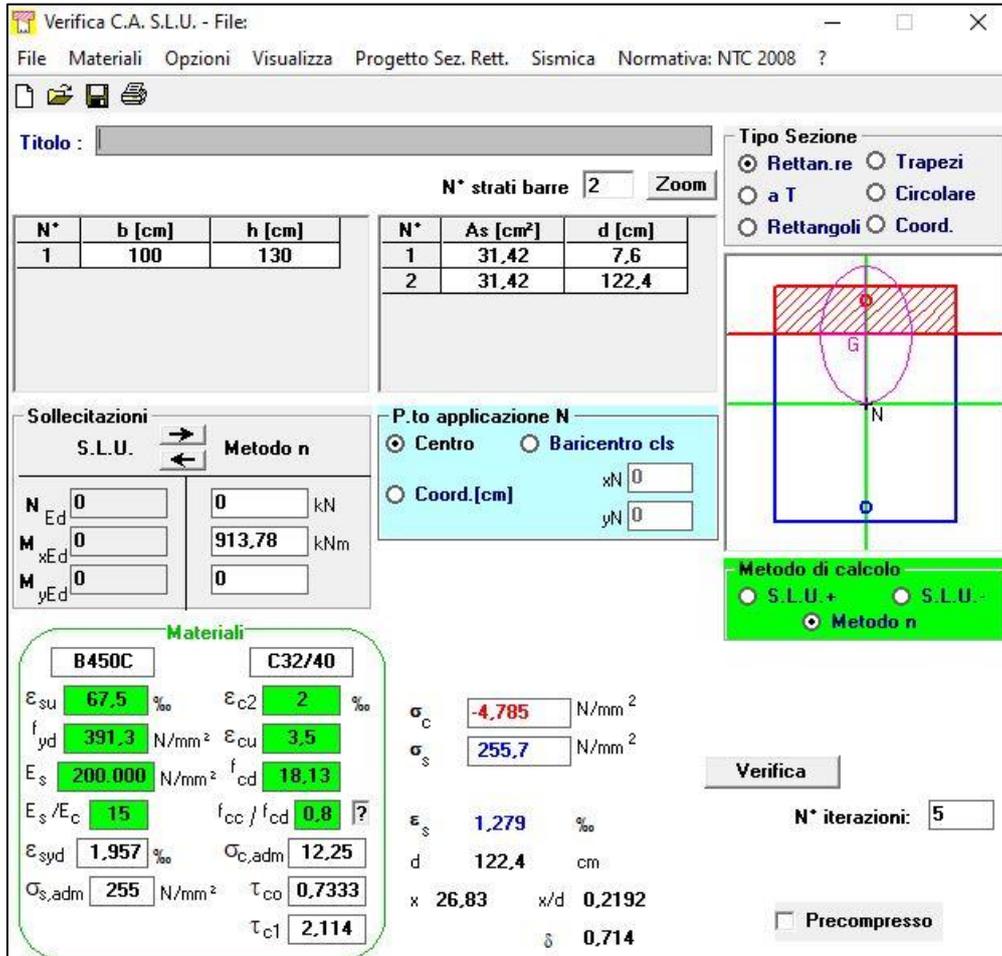
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1224	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	3142	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1-</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,37	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1591,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	0,52	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	27,55	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	268,30	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3142	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00008	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00025	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00008	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	97,33	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	342	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,300	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,027	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and a main workspace. The workspace is divided into several sections: 'Tipo Sezione' (Rectangular, Trapezoidal, T-shaped, Circular, Rectangular, Coordinates), 'N° strati barre' (2), 'Zoom', a table of reinforcement layers, 'Sollecitazioni' (Loads) with input fields for N<sub>Ed</sub>, M<sub>xEd</sub>, M<sub>yEd</sub> and their corresponding units, 'P.to applicazione N' (Point of application of N) with options for 'Centro' (Center) and 'Baricentro cls' (Centroid of concrete), 'Metodo di calcolo' (Calculation method) with options for 'S.L.U.+', 'S.L.U.-', and 'Metodo n', 'Materiali' (Materials) section with properties for B450C and C32/40, and a 'Verifica' section with 'N° iterazioni' (5) and a 'Precompresso' checkbox. The results section shows calculated stresses:  $\sigma_c = -4.785 \text{ N/mm}^2$  and  $\sigma_s = 255.7 \text{ N/mm}^2$ , along with other parameters like  $\epsilon_s = 1.279 \text{ ‰}$ ,  $d = 122.4 \text{ cm}$ ,  $x = 26.83$ ,  $x/d = 0.2192$ , and  $\delta = 0.714$ .

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 4.78 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 255.70 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,calc}$ [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1300	10500	8,08	0,4	0,257	0,257	3140	2120	13,40	1,66
	verifica -->			OK							

## 11.8 MURO H11 – VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.8.1 PARAMENTO

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 2637.90 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (5\emptyset24)/\text{m} = 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\emptyset24 + 5\emptyset24)/\text{m} = 4524 + 2262 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 4320 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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

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

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

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	180	1	22,62	7,8
			2	22,62	162,2
			3	45,24	172,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

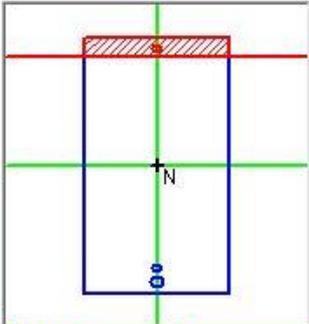
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 4.320 kN m  
σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub> 41,15 ‰  
d 172,2 cm  
x 13,5 w/d 0,07838  
δ 0,7



- Verifica a taglio, SLU-SLV

$$|V_{Ed}| = 628.04 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 685.87 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw}$   $\phi 12/20$  – br. 2

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
<b>Dati di input</b>			
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>
fck		32	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	f <sub>yk</sub> =	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	f <sub>yd</sub> =	391	N/mm <sup>2</sup> = $f_{yk} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	V <sub>sd</sub> =	628,04	kN
Forza assiale di calcolo	N <sub>sd</sub> =	0	kN
Larghezza sezione	b <sub>w</sub> =	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	180	cm = 1800 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	24	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	N <sub>2</sub> =	5	
Numero di barre inferiori	N <sub>1</sub> =	10	
H utile della sezione	d =	172,20	cm = 1722 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \alpha_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \alpha_{cp}) \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$			
	K =	1,34	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	V <sub>min</sub> =	0,31	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \times d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lbnet oltre la sezione considerata	As1=	45,24	cm <sup>2</sup> = 4523,893 mm <sup>2</sup>
	$\rho_1 =$	0,0026	
$\alpha_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\alpha_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
	Vrd1=	563	kN
	Vrdmin=	529	kN
	<b>Vrd1 =</b>	<b>563,36</b>	<b>kN</b>
			Vrd1 >  Vsd  ?
	<b>OCCORRE ARMARE A TAGLIO</b>		
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio</b>			
<b>Verifica delle bielle compresse: Vrcd</b>			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo $\alpha_c$			
	$\alpha_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	0,00 $= < \alpha_{cp} <$	4,53	$\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	4,53 $= < \alpha_{cp} <=$	9,07	$\Rightarrow \alpha_c = 1,25$
	9,07 $< \alpha_{cp} <$	18,13	$\Rightarrow \alpha_c = 2,50$ membrature fortemente compresse
Essendo	$\alpha_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup> si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	fcd =	9,07	N/mm <sup>2</sup> = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1,57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0,79	rad
	<b>Vrcd =</b>	<b>7025,76</b>	<b>kN</b>
	<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>		
<b>Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd</b>			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Passo delle staffe	s =	20	cm 200 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Braccia resistenti	n =	2	
Area armatura a taglio	A <sub>sw</sub> =	2,26	cm <sup>2</sup> 226 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / F <sub>yk</sub>
Area minima di armatura a taglio	A <sub>w,min</sub> =	201,13	mm <sup>2</sup> = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times s \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	<b>Vrsd =</b>	<b>685,87</b>	<b>kN</b>
	<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>		

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente

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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	180

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	7,8
2	22,62	162,2
3	45,24	172,2

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>   kN

M<sub>xEd</sub>   kNm

M<sub>yEd</sub>

**Materiali**

B450C	C32/40
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/> ‰
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="18,13"/> ‰
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="12,25"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,7333"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="2,114"/>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo**

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

**Verifica**

N° iterazioni:

Precompresso

σ<sub>c</sub>  N/mm²

σ<sub>s</sub>  N/mm²

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d  δ

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

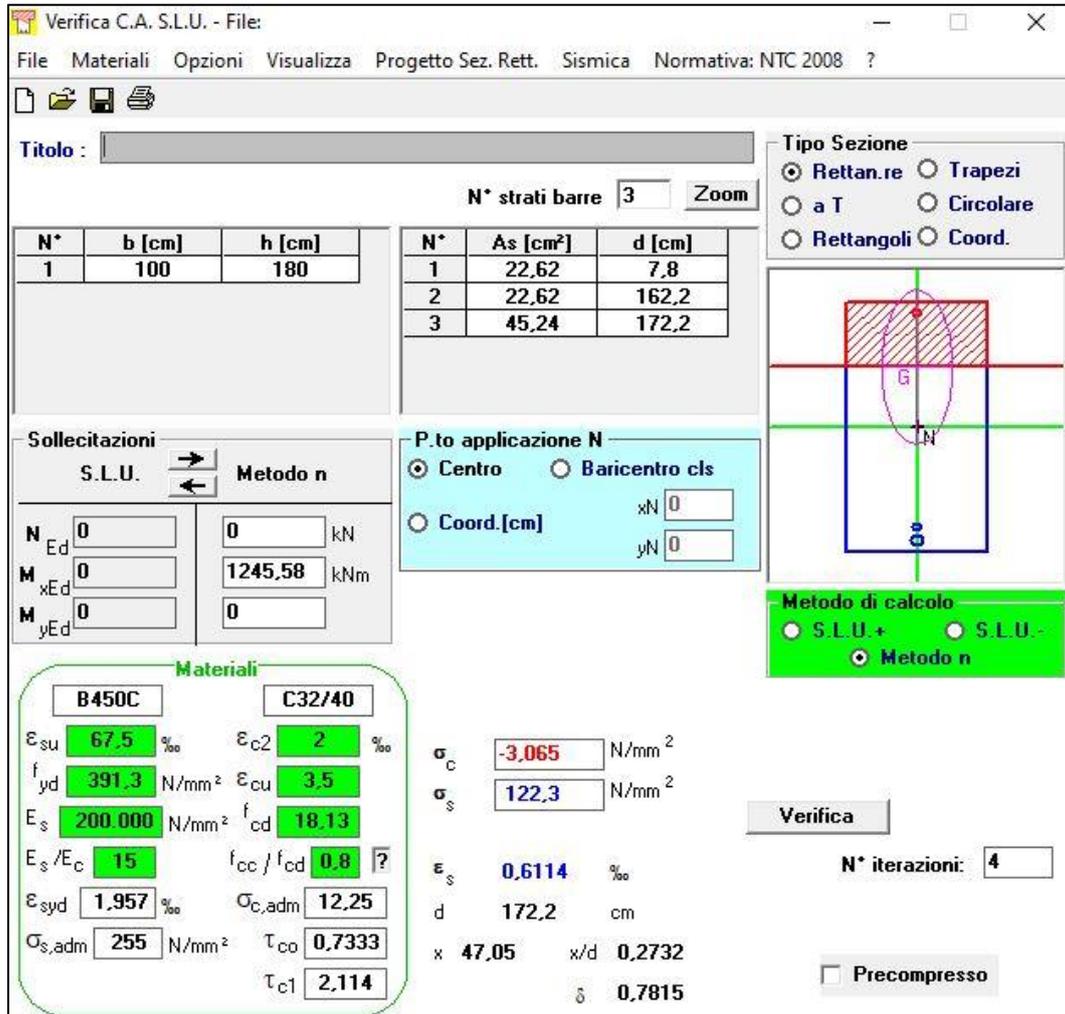
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.13 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1800	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1722	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	78	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	2262	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,22	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	2238,60	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	3,69	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	147,1	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	470,50	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	6786	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	195000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,03	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00042	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00050	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00050	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	253	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,126	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	180	1	22,62	7,8
			2	22,62	162,2
			3	45,24	172,2

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

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

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>xEd</sub>  1245,58 kNm  
 M<sub>yEd</sub>  kNm

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

**Materiali:**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

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

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

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC4+XD3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.10 \text{ mm} \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

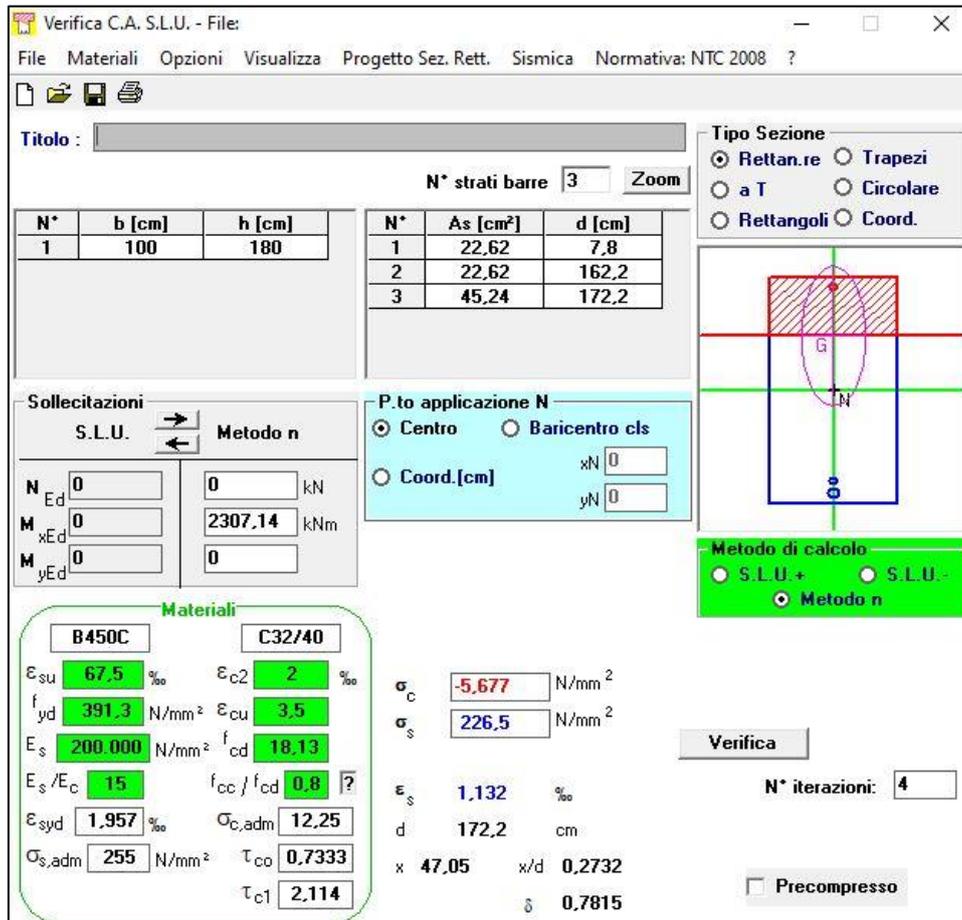
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1800	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1722	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	78	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	4524	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	2262	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,25	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	2238,60	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	3,07	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	122,3	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	470,50	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	6786	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff,min</sub>	195000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,03	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00035	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	0,00038	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00038	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	253	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,200	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,096	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a toolbar, and several input panels. The 'Titolo' field is empty. The 'N° strati barre' is set to 3. The 'Tipo Sezione' is 'Rettan.re'. The 'Sollecitazioni' panel shows S.L.U. and Metodo n selected. The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Materiali' panel shows B450C and C32/40 selected. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' panel shows 'N° iterazioni: 4' and 'Precompresso' unchecked. The results panel shows  $\sigma_c = -5.677 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_s = 226.5 \text{ N/mm}^2$ ,  $\epsilon_s = 1.132 \%$ ,  $d = 172.2 \text{ cm}$ ,  $x = 47.05$ ,  $x/d = 0.2732$ , and  $\delta = 0.7815$ .

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 5.68 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 226.50 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm <sup>2</sup> ]	As,calc [mm <sup>2</sup> ]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1800	10000	5,56	0,4	0,406	0,135	6782	3918	15,29	2,75
	verifica -->			OK							

**11.8.2 SOLETTA DI FONDAZIONE**

- Verifica a pressoflessione, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 1419.99 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_S = (10\phi 20)/\text{m} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_S = (10\phi 20)/\text{m} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1461 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: [ ] [ ] [ ] [ ]

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

Titolo : [ ]

N\* strati barre 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	31.42	7.6
			2	31.42	122.4

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 1.461 kN m

Materiali  
B450C C32/40  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 51.04 ‰  
d 122.4 cm  
x 7.855 x/d 0.06417  
δ 0.7

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

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

Tipo flessione  
Retta Deviata

N\* rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
Precompresso

- Verifica a taglio, SLU-SLV

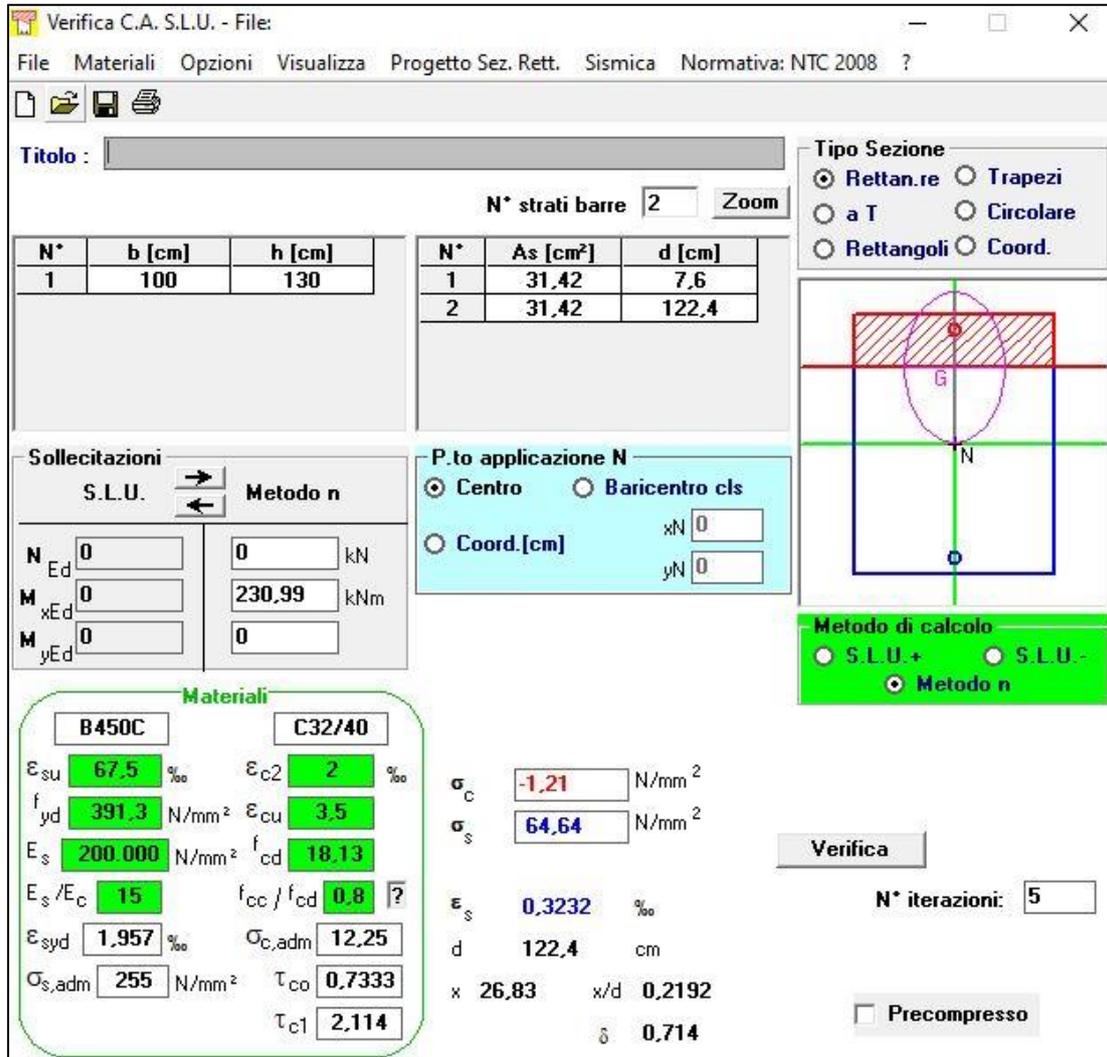
$$|V_{Ed}| = 659.44 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 975.04 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio  $A_{sw} \phi 12/10$  – br. 2

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
<b>Dati di input</b>			
Rck		40	N/mm <sup>2</sup>
fck		32	N/mm <sup>2</sup>
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm <sup>2</sup> = 0.3 x fck <sup>(2/3)</sup>
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls	fcd =	18,13	N/mm <sup>2</sup> = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm <sup>2</sup> = $f_{yd} / \gamma_s$
Forza di taglio di calcolo	Vsd =	659,44	kN
Forza assiale di calcolo	Nsd =	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	H =	130	cm = 1300 mm
Copriferro	c =	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	20	mm (armatura compressa) 14 mm (arm. ripartizione)
Diametro barre inferiori	$\phi_1 =$	20	mm (armatura tesa)
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Numero di barre superiori	$N_2 =$	10	
Numero di barre inferiori	$N_1 =$	10	
H utile della sezione	d =	122,40	cm = 1224 mm
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1</b>			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = (V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	K =	1,40	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	Vmin =	0,33	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$	As1 =	31,42	cm <sup>2</sup> = 3141,593 mm <sup>2</sup>
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+lnet oltre la sezione considerata	$\rho_1 =$	0,0026	
$\sigma_{cp} = -Nsd / Ac \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup>
	Vrd1 =	416	kN
	Vrdmin =	403	kN
	Vrd1 =	416,14	kN
			Vrd1 >  Vsd  ?
			<b>OCCORRE ARMARE A TAGLIO</b>
<b>Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio</b>			
<b>Verifica delle bielle compresse: Vrcd</b>			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo $\alpha_c$			
	$\alpha_{cp} <$	0,00	=> $\alpha_c = 1$ membrature non compresse
	0,00 =< $\alpha_{cp} <$	4,53	=> $\alpha_c = 1,00$
	4,53 =< $\alpha_{cp} <=$	9,07	=> $\alpha_c = 1,25$
	9,07 < $\alpha_{cp} <$	18,13	=> $\alpha_c = 2,50$ membrature fortemente compresse
Essendo	$\alpha_{cp} =$	0,00	N/mm <sup>2</sup> si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	fcd =	9,07	N/mm <sup>2</sup> = 0.5 x fcd
Angolo di inclinazione dell'armatura a taglio	$\alpha =$	90	° (45° per ferri piegati e 90° per staffe)
	$\alpha =$	1,57	rad
Angolo di inclinazione dei puntoni compressi	$\theta =$	45	° (compreso tra 21.8° e 45°)
	$\theta =$	0,79	rad
	Vrcd =	4993,92	kN
			<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>
<b>Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd</b>			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Passo delle staffe	s =	10	cm 100 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Braccia resistenti	n =	2	
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	2,26	cm <sup>2</sup> 226 mm <sup>2</sup>
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck <sup>0.5</sup> ) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	100,57	mm <sup>2</sup> = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	Vrsd =	975,04	kN
			<b>OK - VERIFICA SODDISFATTA</b>

- Verifiche a fessurazione, SLE-Frequente



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

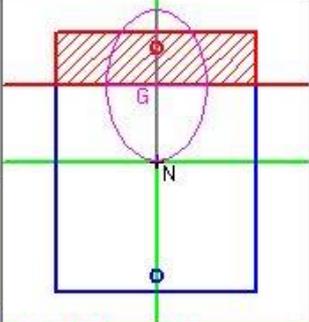
File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	31,42	7,6
			2	31,42	122,4

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

**Diagramma:** 

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

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

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

**Materiali:**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
 τ<sub>cl</sub> 2,114

**Risultati:**  
 σ<sub>c</sub> -1,21 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 64,64 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0,3232 ‰  
 d 122,4 cm  
 x 26,83 x/d 0,2192  
 δ 0,714

**Verifica** N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

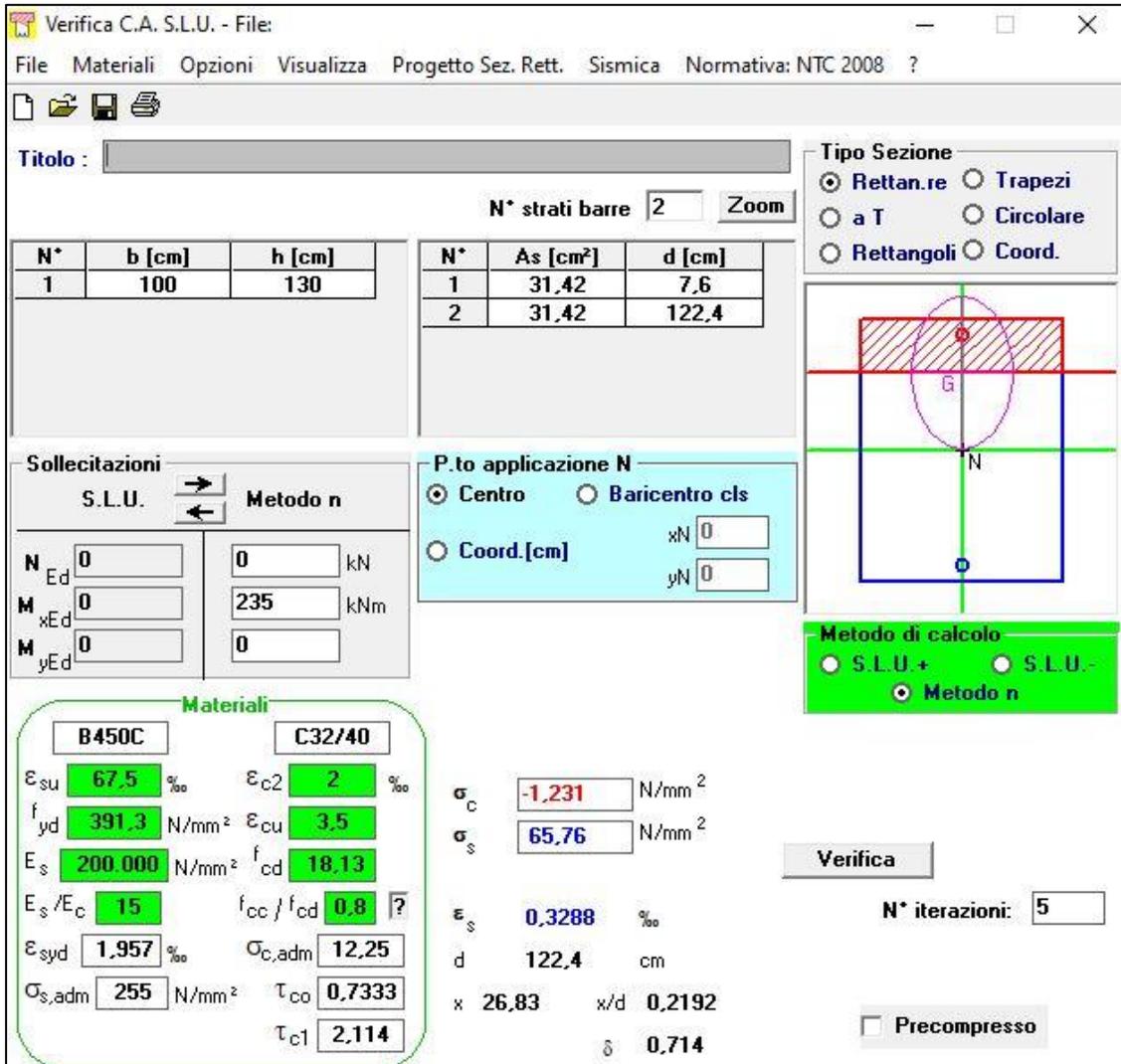
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.06 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1224	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	3142	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,32	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1591,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	1,21	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	64,64	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	268,30	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3142	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00018	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00008	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00018	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	97,33	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	342	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,063	[mm]

- Verifiche a fessurazione, SLE-Quasi Permanente



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

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

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

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	31,42	7,6
			2	31,42	122,4

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 235 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Metodo di calcolo**

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

**Materiali**

**B450C** **C32/40**

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
τ<sub>c1</sub> 2,114

σ<sub>c</sub> -1,231 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 65,76 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,3288 ‰  
d 122,4 cm  
x 26,83 x/d 0,2192  
δ 0,714

**Verifica**

N° iterazioni: 5

Precompresso

La classe di esposizione considerata è la XC3, pertanto per la combinazione frequente è imposto il seguente vincolo all'apertura delle fessure:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.06 \text{ mm} \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

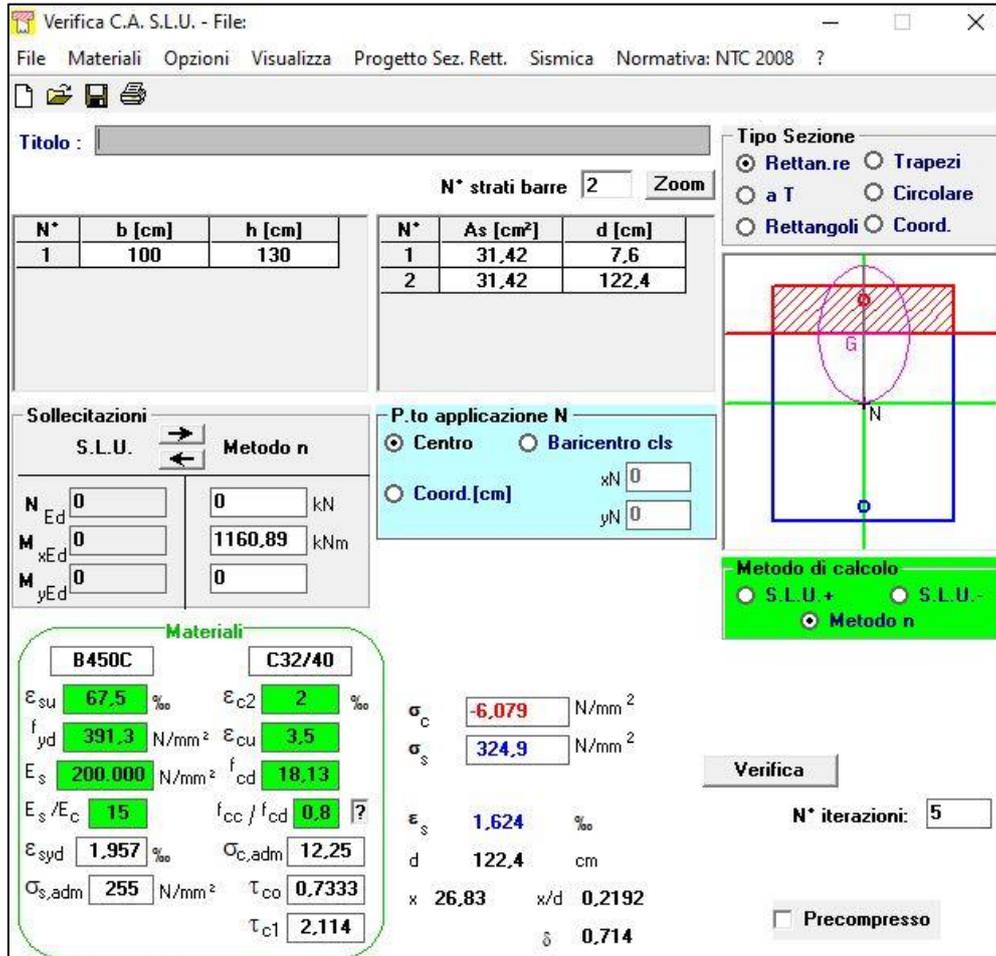
Pertanto la verifica è soddisfatta, di seguito l'esplicitazione di tale verifica.

<b>Caratteristiche della sezione</b>			
Altezza della sezione	h	1300	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1224	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	76	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.1</sub>	3142	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.2</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A <sub>st.3</sub>	0	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Caratteristiche dei materiali</b>			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f <sub>ck</sub>	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f <sub>ctm</sub>	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E <sub>cm</sub>	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f <sub>yk</sub>	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E <sub>s</sub>	210000	[MPa]
<b>DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)</b>			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k <sub>1</sub>	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k <sub>C</sub>	0,32	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A <sub>s,min</sub> [mm <sup>2</sup> ]	1591,20	OK
<b>DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure</b>			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ <sub>C</sub>	1,23	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	65,76	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	268,30	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α <sub>e</sub>	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A <sub>s</sub>	3142	[mm <sup>2</sup> ]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A <sub>c,eff.min</sub>	190000	[mm <sup>2</sup> ]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ <sub>p,eff</sub>	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k <sub>t</sub>	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>min</sub>	0,00019	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ] <sub>calc.</sub>	-0,00007	[-]
	[ε <sub>sm</sub> -ε <sub>cm</sub> ]	0,00019	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	97,33	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ <sub>eq</sub>	20,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s <sub>max,rif</sub>	250,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k <sub>1</sub>	0,800	[-]
	k <sub>2</sub>	0,500	[-]
	k <sub>3</sub>	3,400	[-]
	k <sub>4</sub>	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	342	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w <sub>k,lim</sub>	0,300	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w <sub>k</sub>	0,064	[mm]

- Verifica delle tensioni, SLD-SLE Rara

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2.5 della NTC, secondo l'involuppo della SLEr-SLD le massime azioni interne non devono eccedere i seguenti valori:

- $\sigma_{s,max} \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$
- $\sigma_{c,max} \leq 0.60 f_{ck} = 19.20 \text{ MPa}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title bar, and several input fields and tables. The 'Tipo Sezione' section has 'Rettan.re' selected. The 'P.to applicazione N' section has 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' section has 'Metodo n' selected. The 'Materiali' section shows properties for B450C and C32/40. The 'Verifica' section shows results for  $\sigma_c$ ,  $\sigma_s$ ,  $\epsilon_s$ ,  $d$ ,  $x$ ,  $x/d$ , and  $\delta$ .

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	130	1	31,42	7,6
			2	31,42	122,4

Materiali	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,7333
		$\tau_{c1}$ 2,114

$\sigma_c$	-6,079 N/mm²
$\sigma_s$	324,9 N/mm²
$\epsilon_s$	1,624 ‰
$d$	122,4 cm
$x$	26,83
$x/d$	0,2192
$\delta$	0,714

La verifica risulta soddisfatta poiché si hanno come tensioni di esercizio:

- $\sigma_{c,max} = 6.08 \leq 19.20 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_{s,max} = 324.90 \leq 360 \text{ MPa}$ .

- Verifica di deformabilità, SLD-SLE Rara

Verifica di deformabilità - NTC2018, cap. C4.1.2.2											
udm	b [mm]	h [mm]	L [mm]	$\lambda = L/h$	K	$\rho$ [%]	$\rho'$ [%]	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	$\lambda_{lim}$	FS
valore	1000	1300	10000	7,69	0,4	0,257	0,257	3140	2693	10,55	1,37
	verifica -->			OK							

## **12. VERIFICHE GEOTECNICHE**

L'analisi è effettuata considerando ogni tipologia di muro e riferendosi alle combinazioni di carico considerate. Si è tenuta presente una larghezza pari a 1m, quindi nastriforme, ed in riferimento al D.M. 17/01/2018.

Si assume che la struttura ammetta spostamenti differenziali rispetto al terreno. Si mostreranno le verifiche più stringenti per ribaltamento, scorrimento, capacità portante e cedimenti dal punto di vista dei fattori di sicurezza per ogni tipologia di muro.

Tali verifiche sono seguito dei riassunto mostrato nel capitolo dedicato ai risultati del modello.

### **12.1 MURO H3.5 – VERIFICHE GEOTECNICHE**

- Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA											
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)											
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO											
Altezza del piedritto (Hp)	Hp	3,50	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV			
Spessore sommità piedritto (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO			
Larghezza totale soletta (B)	B	4,00	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>	0,57				
Larghezza oltre il piedritto (Bv)	Bv	0,50	m	a <sub>g</sub> (SLD)	0,159	a <sub>g</sub> (SLV)	0,317				
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	2,45	m	S <sub>s</sub> (SLD)	1,000	s (SLV)	1,000				
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	0,80	m	S <sub>T</sub> (SLD)	1,200	τ (SLV)	1,200				
Altezza dente (Hd)	Hd	0,50	m	ANGOLI							
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,50	m	Φ'	35,00	rad	0,61				
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>	ψ	84,29	rad	1,47				
Angolo di attrito del terreno di riporto	Φ'	35,00	°	η	90,00	rad	1,57				
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa	β	0,00	rad	0,00				
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	Z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ	0,00	rad	0,00	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	4,46	kPa	Z <sub>1,inf</sub> [m]	3,50	Angolo S.A	62,50	rad	1,09	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	3,70	kPa	Z <sub>1,fond</sub> [m]	4,30	ξ	5,71	rad	0,10	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00	kPa	Z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ	13,67	rad	0,24	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00	kPa	Z <sub>2,inf</sub> [m]	3,50	Φ-β-θ <sub>k</sub>	21,33			
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,00	kPa	Z <sub>2,fond</sub> [m]	4,30					
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	12,32	kPa	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3						
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>			FAV	SFAV			
Inclinazione interna piedritto		ψ	84,29	°			A1	G1	1,00	1,00	
Inclinazione esterna piedritto		η	90,00	°				G2	1,00	1,00	
Inclinazione terreno		β	0,00	°				Q	0,00	1,00	
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	fraz	0,00			Q <sub>tr</sub>	0,00	1,00	
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,31					ECC	0,00	0,00	
Parametri pseudo-statici		kh	0,217								
		k <sub>v</sub>	-0,108	↑	Alto	0,93					
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>ae</sub>	0,472	0,97	0,91						
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monono)						
Spinta orizzontale totale	S <sub>h</sub>	88,95	kN/m	ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	42,69	kN/m				
Spinta verticale	S <sub>v</sub>	8,89	kN/m	ΔSpinta verticale	S <sub>vE</sub>	4,27	kN/m				
Spinta orizzontale - terreno	S <sub>h,T</sub>	67,67	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub>	31,32	kN/m				
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	S <sub>h,q</sub>	16,30	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico c	S <sub>h,qE</sub>	8,46	kN/m			
Spinta orizzontale - carico stradale		S <sub>h,q1</sub>	4,98	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	S <sub>h,q1E</sub>	2,90	kN/m			
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	36,66	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	S <sub>h,H2O</sub>	0,00	kN/m			
Peso terreno sopra soletta	W <sub>T</sub>	174,56	kN/m								
Peso soletta	W <sub>S</sub>	80,00	kN/m								
Peso piedritto	W <sub>M</sub>	76,56	kN/m								
Peso dente	W <sub>D</sub>	6,25	kN/m								
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI						
Terreno sopra soletta		37,85	kN/m	Terreno sopra soletta		-18,93	kN/m				
Soletta		17,35	kN/m	Soletta		-8,67	kN/m				
Piedritto		16,60	kN/m	Piedritto		-8,30	kN/m				
Dente		1,36	kN/m	Dente		-0,68	kN/m				
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA						
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC - SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA						
Braccio spinta verticale	b-S <sub>a</sub>	3,83	m	Braccio Δ spinta orizzontale - terreno	b-ΔS <sub>ae,h</sub>	1,43	m				
Braccio spinta orizzontale - terreno	b-S <sub>h,T</sub>	1,43	m	Peso terreno sopra soletta - orizzonti	b-W <sub>T,in</sub>	2,55	m				
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S <sub>h,q</sub>	2,15	m	Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,40	m				
Braccio spinta orizzontale - carico stradale	b-S <sub>h,t</sub>	2,29	m	Peso piedritto - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	2,55	m				
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S <sub>v,q</sub>	2,78	m								
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W <sub>T</sub>	2,69	m								
Braccio Peso soletta	b-W <sub>S</sub>	2,00	m								
Braccio Peso piedritto	b-W <sub>M</sub>	0,93	m								
Braccio peso dente	b-W <sub>D</sub>	3,75	m								
Braccio carico orizzontale 1	b-F <sub>H1</sub>	4,30	m								
Braccio carico orizzontale 2	b-F <sub>H2</sub>	5,30	m								
COEFFICIENTE PARZIALE		γ <sub>R</sub>	1,00								
MOMENTO STABILIZZANTE		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	797,19								
MOMENTO INSTABILIZZANTE		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	359,01								
FATTORE DI SICUREZZA		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	2,22	> γ <sub>R</sub> - VERIFICATO							

PROGETTAZIONE ATI:

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA													
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)													
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO													
Altezza del piedritto	H	3,50	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV					
Spessore piedritto	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO				
Larghezza totale soletta	B	4,00	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,38					
Larghezza oltre il piedritto	B*	0,50	m			a <sub>g(SLD)</sub>	0,159	a <sub>g(SLV)</sub>	0,317				
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	2,45	m			S <sub>s</sub>	1,000						
Altezza soletta	s <sub>2</sub>	0,80	m			S <sub>T</sub>	1,200						
Altezza dente (Hd)	Hd	0,50	m			ANGOLI							
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,50	m			Φ'	35,00	rad	0,61				
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47				
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	27,00	°			η	90,00	rad	1,57				
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00				
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ fondazione		18,09				
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	4,46	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	3,50	ξ		5,71				
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	3,70	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	4,30	θ		8,86				
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	Φ-β-θ <sub>k</sub>		26,14				
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	3,50							
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	0,00	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	4,30							
Sovraccarichi in superficie uniforme	q	12,32	kPa										
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>										
Inclinazione interna piedritto	α	84,29	°										
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°										
Inclinazione terreno	β	0,00	°										
Angolo d'attrito muro-terreno di fondazione	δ	18,09	fraz	0,67									
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31											
<b>Parametri pseudo-statici</b>	<b>k<sub>H</sub></b>	<b>0,145</b>											
	<b>k<sub>V</sub></b>	<b>-0,072</b>	Alto										
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	<b>Kae</b>	<b>0,406</b>	0,41										
CARICHI PERMANENTI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Mononobe)								
Spinta orizzontale totale	Sh	89,81	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	24,36	kN/m						
Spinta verticale	Sv	8,98	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	2,44	kN/m						
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	67,67	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	Sh,TE	19,16	kN/m						
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	Sh,q	16,96	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	5,18	kN/m					
Spinta orizzontale - carico stradale		Sh,q1	5,19	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1E	0,02	kN/m					
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		Sv,q	38,14	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	Sh,H2O	0,00	kN/m					
Peso terreno sopra soletta	WT	174,56	kN/m										
Peso soletta	WS	80,00	kN/m										
Peso piedritto	WM	76,56	kN/m										
Peso dente	WD	6,25	kN/m										
Spinta passiva dente	SPD	69,56	kN/m										
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI				FORZE D'INERZIA VERTICALI									
Terreno sopra soletta		25,23	kN/m	Terreno sopra soletta		-12,62	kN/m						
Soletta		11,56	kN/m	Soletta		-5,78	kN/m						
Piedritto		11,07	kN/m	Piedritto		-5,53	kN/m						
Dente		0,90	kN/m	Dente		-0,45	kN/m						
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI													
TIPO	Q	-	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	-vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC	-	SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	-urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>	<b>γ<sub>R</sub></b>	<b>1,00</b>											
<b>RISULTANTE VERTICALE</b>	<b>N (kN/m)</b>	<b>362,55</b>											
<b>AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE</b>	<b>T<sub>Rd</sub> (kN/m)</b>	<b>187,99</b>											
<b>AZIONE ORIZZONTALE AGENTE</b>	<b>T<sub>Ed</sub> (kN/m)</b>	<b>162,94</b>											
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>	<b>F<sub>s</sub></b>	<b>1,15</b>		<b>&gt; γ<sub>R</sub> - VERIFICATO</b>									

- Capacità portante

<b>DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)</b>		
CONDIZIONI DRENATE	$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$	
Tipo fondazione	Nastriforme	
Terreno con falda	No	
Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) = 20,00	
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) = 20,00	
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\Phi'$ (°) = 27,00	
Coazione in condizioni drenate	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) = 0,00	
Ricoprimento minimo	$H_{ric}$ (m) = 0,00	
Affondamento della fondazione	$D$ (m) = 0,80	
Dim. minore fondazione	$B$ (m) = 4,00	
Dim. maggiore fondazione	$L$ (m) = 1,00	
Carico verticale agente sulla fondazione	$N$ (kN) = 356,30	
Carico orizzontale agente sulla fondazione	$H$ (kN) = 162,94	
Momento flettente su B	$M_B$ (kNm) = 195,65	
Momento flettente su L	$M_L$ (kNm) = 0,00	
Dim. minore fondazione efficace equivalente	$B'$ (m) = 2,90	
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	$L'$ (m) = 1,00	
Azione laterale stabilizzante	$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) = 16,00	
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) = 0,00	
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) = 0,00	
<b>Fattori di capacità portante</b>	$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$	<b>14,47</b>
	$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot (1 + \sin(\phi)) / (1 - \sin(\phi))$	<b>13,20</b>
	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$	<b>23,94</b>
<b>Determinazione dei coefficienti</b>		
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)		
$m = 1,25$	$= [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)]$	
$i_{\gamma} = 0,25$	$i_q = 0,47$	
	$i_c = 0,42$	
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa		
$D/B' = 0,28$		
$d_{\gamma} = 1,00$		
$d_q = 1,08$	per $D/B' \leq 1$	
$d_q = 5,68$	per $D/B' > 1 \rightarrow$	
$d_c = 1,09$	$d_q = 1,08$	
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione		
$s_{\gamma} = 1,00$	$s_q = 1,00$	
	$s_c = 1,00$	
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione		
$b_{\gamma} = 1,000$	$b_q = 1,000$	
	$b_c = 1,000$	
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna		
$g_{\gamma} = 1,000$	$g_q = 1,000$	
	$g_c = 1,000$	
<b>Fattore parziale resistenza</b>	$\gamma_R$ <b>1,20</b>	
<b>PRESSIONE AGENTE</b>	$p$ (kPa) = <b>122,8</b>	
<b>CAPACITA' PORTANTE LIMITE</b>	$q_{lim}$ (kPa) = <b>177,3</b>	
<b>COEFFICIENTE DI SICUREZZA</b>	$(R_d/E_d) = 1,44$ > $\gamma_R$ - VERIFICATO	

PROGETTAZIONE ATI:

- Cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE													
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma$ t' (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	K <sub>0</sub>	Poisson' v'
LIVELLO I		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30
LIVELLO II		2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
LIVELLO II		30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
TENSIONE GEOSTATICA:													
Gamma w (kN/mc):		0,00		Resistenza caratteristica del cls (kg/cm <sup>2</sup> ):		350							
Gamma t (kN/mc):		20,00		Modulo elastico del cls (kPa):		3,26E+07							
Profondità piano di posa dal p.c. (m):		4,50		Coeff. di Poisson del terreno:		0,30							
Tensione verticale geostatica (kPa):		90,00		Coeff. di Poisson del cls:		0,30							
				Coeff. fondazione rigida (Kr):		5							
				Spessore minimo fondazione rigida (m):		0,60							
PARAMETRI GEOMETRICI:													
Larghezza fondazione B dir X (m):		4,00		Coeff. di Winkler finale (kN/mc):		26478							
Larghezza fondazione L dir Y (m):		1,00											
Carico verticale N (kN):		445,58											
Momento X (kNm):		29,56											
Momento Y (kNm):		0,00											
Eccentricità del carico in X (m):		0,07											
Eccentricità del carico in Y (m):		0,00											
Base ridotta fondazione B' (m):		3,87											
Base ridotta fondazione L' (m):		1,00											
Carico assiale (kPa):		460,87											
Carico netto Nnet (kPa):		370,87											
TENSIONI INDOTTE:													
superficie fondazione di progetto (mq):		4,00											
superficie fondazione ridotta (mq):		3,87											
tensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):		4,61											
tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):		5,07											
tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):		4,15											
tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):		4,61											
tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):		4,61											
CEDIMENTI RISULTANTI													
Cedimento finale:		strato -->		1	2	3	TOT						
				0,0109	0,0030	0,0000	0,014 m	VERIFICATO					

## 12.2 MURO H5 – VERIFICHE GEOTECNICHE

### - Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA											
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)											
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO											
Altezza del piedritto (Hp)	Hp	5,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV			
Spessore sommità piedritto (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO		
Larghezza totale soletta (B)	B	5,00	m	Permeabilità:	bassa		β <sub>M</sub>	0,57			
Larghezza oltre il piedritto (Bv)	Bv	1,00	m			a <sub>g</sub> (SLD)	0,159	a <sub>g</sub> (SLV)	0,317		
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	2,80	m			S <sub>s</sub> (SLD)	1,000	s (SLV)	1,000		
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,00	m			S <sub>T</sub> (SLD)	1,200	τ (SLV)	1,200		
Altezza dente (Hd)	Hd	0,50	m	ANGOLI							
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,50	m			Φ'	35,00	rad	0,61		
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47		
Angolo di attrito del terreno di riporto	Φ'	35,00	°			η	90,00	rad	1,57		
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00		
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ	0,00	rad	0,00	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	3,20	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	5,00	Angolo S.A	62,50	rad	1,09	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	2,66	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	6,00	ξ	5,71	rad	0,10	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ	13,67	rad	0,24	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	1,31	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	5,00	Φ-β-θ <sub>x</sub>	21,33			
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	1,03	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	6,00					
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	12,32	kPa	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3						
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>c</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>			FAV	SFAV			
Inclinazione interna piedritto		ψ	84,29	°			A1	G1	1,00	1,00	
Inclinazione esterna piedritto		η	90,00	°				G2	1,00	1,00	
Inclinazione terreno		β	0,00	°				Q	0,00	1,00	
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	fraz	0,00			Qtr	0,00	1,00	
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,31					ECC	0,00	0,00	
Parametri pseudo-statici		kh	0,217								
		k <sub>v</sub>	-0,108	↑ Alto				0,93			
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>ae</sub>	0,472	0,47				0,91			
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monono)						
Spinta orizzontale totale		S <sub>h</sub>	152,69	kN/m	ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	72,71	kN/m			
Spinta verticale		S <sub>v</sub>	15,27	kN/m	ΔSpinta verticale	S <sub>vE</sub>	7,27	kN/m			
Spinta orizzontale - terreno		S <sub>h,T</sub>	124,08	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub>	57,44	kN/m			
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	S <sub>h,q</sub>	22,07	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico c	S <sub>h,qE</sub>	11,46	kN/m			
Spinta orizzontale - carico stradale		S <sub>h,q1</sub>	6,53	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	S <sub>h,q1E</sub>	3,80	kN/m			
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	42,03	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	S <sub>h,H2O</sub>	0,00	kN/m			
Peso terreno sopra soletta		W <sub>T</sub>	289,75	kN/m							
Peso soletta		W <sub>S</sub>	125,00	kN/m							
Peso piedritto		W <sub>M</sub>	118,75	kN/m							
Peso dente		W <sub>D</sub>	6,25	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI						
Terreno sopra soletta			62,83	kN/m	Terreno sopra soletta		-31,41	kN/m			
Soletta			27,10	kN/m	Soletta		-13,55	kN/m			
Piedritto			25,75	kN/m	Piedritto		-12,87	kN/m			
Dente			1,36	kN/m	Dente		-0,68	kN/m			
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI											
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC - SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA						
Braccio spinta verticale		b-S <sub>a</sub>	4,75	m	Braccio Δ spinta orizzontale - terren	b-ΔS <sub>ae,h</sub>	2,00	m			
Braccio spinta orizzontale - terreno		b-S <sub>h,T</sub>	2,00	m	Peso terreno sopra soletta - orizzonti	b-W <sub>T,in</sub>	3,50	m			
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico		b-S <sub>h,q</sub>	3,00	m	Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,50	m			
Braccio spinta orizzontale - carico stradale		b-S <sub>h,t</sub>	3,46	m	Peso piedritto - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	3,50	m			
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta		b-S <sub>v,q</sub>	3,60	m							
Braccio Peso terreno sopra soletta		b-W <sub>T</sub>	3,47	m							
Braccio Peso soletta		b-W <sub>S</sub>	2,50	m							
Braccio Peso piedritto		b-W <sub>M</sub>	1,46	m							
Braccio peso dente		b-W <sub>D</sub>	4,75	m							
Braccio carico orizzontale 1		b-F <sub>H1</sub>	6,00	m							
Braccio carico orizzontale 2		b-F <sub>H2</sub>	7,00	m							
COEFFICIENTE PARZIALE		Y <sub>R</sub>	1,00								
MOMENTO STABILIZZANTE		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	1615,31								
MOMENTO INSTABILIZZANTE		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	823,03								
FATTORE DI SICUREZZA		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	1,96	> y <sub>r</sub> - VERIFICATO							

PROGETTAZIONE ATI:

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA													
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)													
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO													
Altezza del piedritto	H	5,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV					
Spessore piedritto	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO				
Larghezza totale soletta	B	5,00	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,38					
Larghezza oltre il piedritto	B*	1,00	m			a <sub>g(SLD)</sub>	0,159	a <sub>g(SLV)</sub>	0,317				
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	2,80	m			S <sub>s</sub>	1,000						
Altezza soletta	s <sub>2</sub>	1,00	m			S <sub>T</sub>	1,200						
Altezza dente (Hd)	Hd	0,50	m	ANGOLI									
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,50	m			Φ'	35,00	rad	0,61				
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47				
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	27,00	°			η	90,00	rad	1,57				
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00				
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ	0,00	rad	0,00				
Carico da corsia/binario 1 alla base	q <sub>1,inf</sub>	3,20	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	5,00	δ fondazione	18,09	rad	0,32				
Carico da corsia/binario 1 fondazione	q <sub>1,fond</sub>	2,66	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	6,00	ξ	5,71	rad	0,10				
Carico da corsia/binario 2 in sommità	q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ	8,86	rad	0,15				
Carico da corsia/binario 2 alla base	q <sub>2,inf</sub>	1,31	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	5,00	Φ-β-θ <sub>k</sub>	26,14						
Carico da corsia/binario 2 fondazione	q <sub>1,fond</sub>	1,03	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	6,00	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3							
Sovraccarichi in superficie uniforme	q	12,32	kPa					FAV	SFAV				
Peso specifico calcestruzzo	γc	25,00	kN/m <sup>3</sup>			A1	G1	1,00	1,00				
Inclinazione interna piedritto	α	84,29	°				G2	1,00	1,00				
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°				Q	0,00	1,00				
Inclinazione terreno	β	0,00	°				Qtr	0,00	1,00				
Angolo d'attrito muro-terreno di fondazione	δ	18,09	fraz	0,67			ECC	0,00	0,00				
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31											
<b>Parametri pseudo-statici</b>	<b>k<sub>H</sub></b>	<b>0,145</b>											
	<b>k<sub>V</sub></b>	<b>-0,072</b>			Alto								
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	<b>Kae</b>	<b>0,406</b>			0,41								
CARICHI PERMANENTI													
Spinta orizzontale totale	Sh	153,85	kN/m	CARICHI PERMANENTI - SISMICA		(Spostamento libero - Mononobe)							
Spinta verticale	Sv	15,38	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	42,17	kN/m						
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	124,08	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	4,22	kN/m						
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno Sh,q	22,97	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	Sh,TE	35,14	kN/m						
Spinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1	6,80	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	7,01	kN/m						
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Sv,q	43,73	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1E	0,02	kN/m						
Peso terreno sopra soletta	WT	289,75	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	Sh,H2O	0,00	kN/m						
Peso soletta	WS	125,00	kN/m										
Peso piedritto	WM	118,75	kN/m										
Peso dente	WD	6,25	kN/m										
Spinta passiva dente	SPD	95,55	kN/m										
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI				FORZE D'INERZIA VERTICALI									
Terreno sopra soletta	41,88		kN/m	Terreno sopra soletta	-20,94		kN/m						
Soletta	18,07		kN/m	Soletta	-9,03		kN/m						
Piedritto	17,17		kN/m	Piedritto	-8,58		kN/m						
Dente	0,90		kN/m	Dente	-0,45		kN/m						
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI													
TIPO	Q	-	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	-vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC	-	SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	-urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
COEFFICIENTE PARZIALE				γ <sub>R</sub>	1,00								
RISULTANTE VERTICALE				N (kN/m)	564,08								
AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE				T <sub>Rd</sub> (kN/m)	279,81								
AZIONE ORIZZONTALE AGENTE				T <sub>Ed</sub> (kN/m)	274,04								
FATTORE DI SICUREZZA				F <sub>s</sub>	1,02 > γ <sub>R</sub> - VERIFICATO								

- Capacità portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)			
CONDIZIONI DRENATE		$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$	
Tipo fondazione		Nastriforme	
Terreno con falda		No	
Peso specifico del terreno di fondazione		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00
Peso specifico efficace del terreno di fondazione		$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00
Angolo di attrito del terreno di fondazione		$\Phi'$ (°) =	27,00
Coesione in condizioni drenate		$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0,00
Ricoprimento minimo		$H_{ric}$ (m) =	0,00
Affondamento della fondazione		$D$ (m) =	1,00
Dim. minore fondazione		$B$ (m) =	5,00
Dim. maggiore fondazione		$L$ (m) =	1,00
Carico verticale agente sulla fondazione		$N$ (kN) =	557,83
Carico orizzontale agente sulla fondazione		$H$ (kN) =	274,04
Momento flettente su B		$M_B$ (kNm) =	408,45
Momento flettente su L		$M_L$ (kNm) =	0,00
Dim. minore fondazione efficace equivalente		$B'$ (m) =	3,54
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente		$L'$ (m) =	1,00
Azione laterale stabilizzante		$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	20,00
Inclinazione intradosso fondazione		$\alpha$ (°) =	0,00
Inclinazione piano campagna		$\beta$ (°) =	0,00
Fattori di capacità portante		$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$	14,47
		$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot (1 + \sin(\phi)) / (1 - \sin(\phi))$	13,20
		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$	23,94
Determinazione dei coefficienti			
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)			
$m =$	1,22	$= [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)]$	
$i_{\gamma} =$	0,22	$i_q =$	0,44
		$i_c =$	0,39
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa			
$D/B' =$	0,28		
$d_{\gamma} =$	1,00		
$d_q =$	1,09	per $D/B' \leq 1$	
$d_q =$	5,80	per $D/B' > 1$	$\rightarrow d_q = 1,09$
$d_c =$	1,09		
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione			
$s_{\gamma} =$	1,00	$s_q =$	1,00
		$s_c =$	1,00
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione			
$b_{\gamma} =$	1,000	$b_q =$	1,000
		$b_c =$	1,000
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna			
$g_{\gamma} =$	1,000	$g_q =$	1,000
		$g_c =$	1,000
Fattore parziale resistenza		$\gamma_R$	1,20
PRESSIONE AGENTE		$p$ (kPa) =	157,8
CAPACITA' PORTANTE LIMITE		$q_{lim}$ (kPa) =	199,8
COEFFICIENTE DI SICUREZZA		$(R_d/E_d) =$	1,27
			> $\gamma_R$ - VERIFICATO

- Cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE														
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma \ t'$ (kN/mc)	$E_u$ (kPa)	$E'$ (kPa)	Poisson $\nu$	Poisson' $\nu'$	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	$K_0$	Poisson' $\nu'$	
Strato														
LIVELLO I		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30	
LIVELLO II		2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37	
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37	
LIVELLO II		30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37	
TENSIONE GEOSTATICA:														
Gamma w (kN/mc):		0,00												
Gamma t (kN/mc):		20,00												
Profondità piano di posa dal p.c. (m):		5,50												
Tensione verticale geostatica (kPa):		110,00												
PARAMETRI GEOMETRICI:														
Larghezza fondazione B dir X (m):		5,00												
Larghezza fondazione L dir Y (m):		1,00												
Carico verticale N (kN):		699,39												
Momento X (kNm):		30,90												
Momento Y (kNm):		0,00												
Eccentricità del carico in X (m):		0,04												
Eccentricità del carico in Y (m):		0,00												
Base ridotta fondazione B' (m):		4,91												
Base ridotta fondazione L' (m):		1,00												
Carico assiale (kPa):		711,97												
Carico netto Nnet (kPa):		601,97												
TENSIONI INDOTTE:														
superficie fondazione di progetto (mq):		5,00												
superficie fondazione ridotta (mq):		4,91												
tensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):		7,12												
tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):		7,50												
tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):		6,74												
tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):		7,12												
tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):		7,12												
Coeff. di Winkler finale (kN/mc):		21625												
CEDIMENTI RISULTANTI														
Cedimento finale:		strato -->	1	2	3	TOT								
			0,0197	0,0080	0,0001	0,028 m		VERIFICATO						

### 12.3 MURO H6 – VERIFICHE GEOTECNICHE

- Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA											
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)											
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO											
Altezza del piedritto (Hp)	Hp	6,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV			
Spessore sommità piedritto (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO			
Larghezza totale soletta (B)	B	6,00	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,57			
Larghezza oltre il piedritto (Bv)	Bv	1,00	m	a <sub>g</sub> (SLD)	0,159	a <sub>g</sub> (SLV)	0,317				
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	3,70	m	S <sub>s</sub> (SLD)	1,000	s (SLV)	1,000				
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,00	m	S <sub>T</sub> (SLD)	1,200	τ (SLV)	1,200				
Altezza dente (Hd)	Hd	0,50	m	ANGOLI							
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,50	m	Φ'	35,00	rad	0,61				
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>	ψ	84,29	rad	1,47				
Angolo di attrito del terreno di riporto	Φ'	35,00	°	η	90,00	rad	1,57				
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa	β	0,00	rad	0,00				
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ	0,00	rad	0,00	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	2,66	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	6,00	Angolo S.A	62,50	rad	1,09	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	2,26	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	7,00	ξ	5,71	rad	0,10	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ	13,67	rad	0,24	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	1,03	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	6,00	Φ-β-θ <sub>k</sub>	21,33			
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,88	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	7,00	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3				
Sovaccarichi in superficie uniforme	Presente	q	12,32	kPa			FAV	SFAV			
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>			A1	G1	1,00	1,00	
Inclinazione interna piedritto		ψ	84,29	°				G2	1,00	1,00	
Inclinazione esterna piedritto		η	90,00	°				Q	0,00	1,00	
Inclinazione terreno		β	0,00	°				Qtr	0,00	1,00	
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	fraz	0,00			ECC	0,00	0,00	
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,31								
Parametri pseudo-statici		kh	0,217								
		k <sub>v</sub>	-0,108								
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>ab</sub>	0,472	↑	Alto	0,93					
				0,47		0,91					
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monono)						
Spinta orizzontale totale		S <sub>h</sub>	198,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub> 93,97 kN/m					
Spinta verticale		S <sub>v</sub>	19,80	kN/m	ΔSpinta verticale	S <sub>v,E</sub> 9,40 kN/m					
Spinta orizzontale - terreno		S <sub>h,T</sub>	165,20	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub> 76,47 kN/m					
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	S <sub>h,q</sub>	25,47	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico c	S <sub>h,qE</sub> 13,22 kN/m					
Spinta orizzontale - carico stradale		S <sub>h,q1</sub>	7,33	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	S <sub>h,q1E</sub> 4,27 kN/m					
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	52,84	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	S <sub>h,H2O</sub> 0,00 kN/m					
Peso terreno sopra soletta		W <sub>T</sub>	456,00	kN/m							
Peso soletta		W <sub>S</sub>	150,00	kN/m							
Peso piedritto		W <sub>M</sub>	150,00	kN/m							
Peso dente		W <sub>D</sub>	6,25	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI						
Terreno sopra soletta			98,87	kN/m	Terreno sopra soletta	-49,44 kN/m					
Soletta			32,52	kN/m	Soletta	-16,26 kN/m					
Piedritto			32,52	kN/m	Piedritto	-16,26 kN/m					
Dente			1,36	kN/m	Dente	-0,68 kN/m					
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI											
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC - SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA						
Braccio spinta verticale		b-S <sub>a</sub>	5,70	m	Braccio Δ spinta orizzontale - terreno	b-ΔS <sub>ae,h</sub> 2,33 m					
Braccio spinta orizzontale - terreno		b-S <sub>h,T</sub>	2,33	m	Peso terreno sopra soletta - orizzonti	b-W <sub>T,in</sub> 4,00 m					
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico		b-S <sub>h,q</sub>	3,50	m	Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub> 0,50 m					
Braccio spinta orizzontale - carico stradale		b-S <sub>h,t</sub>	4,14	m	Peso piedritto - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub> 4,00 m					
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta		b-S <sub>v,q</sub>	4,15	m							
Braccio Peso terreno sopra soletta		b-W <sub>T</sub>	4,00	m							
Braccio Peso soletta		b-W <sub>S</sub>	3,00	m							
Braccio Peso piedritto		b-W <sub>M</sub>	1,49	m							
Braccio peso dente		b-W <sub>D</sub>	5,75	m							
Braccio carico orizzontale 1		b-F <sub>H1</sub>	7,00	m							
Braccio carico orizzontale 2		b-F <sub>H2</sub>	8,00	m							
COEFFICIENTE PARZIALE		γ <sub>R</sub>	1,00								
MOMENTO STABILIZZANTE		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	2642,28								
MOMENTO INSTABILIZZANTE		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	1289,22								
FATTORE DI SICUREZZA		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	2,05	> γ <sub>R</sub> - VERIFICATO							

PROGETTAZIONE ATI:

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA													
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)													
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO													
Altezza del piedritto	H	6,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV					
Spessore piedritto	S <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>W</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO				
Larghezza totale soletta	B	6,00	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,38					
Larghezza oltre il piedritto	B*	1,00	m			a <sub>g(slv)</sub>	0,159	a <sub>g(slv)</sub>	0,317				
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	3,70	m			S <sub>S</sub>	1,000						
Altezza soletta	S <sub>2</sub>	1,00	m			S <sub>T</sub>	1,200						
Altezza dente (Hd)	Hd	0,50	m										
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,50	m										
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>										
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	27,00	°										
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa										
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	Q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	Z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87							
Carico da corsia/binario 1 alla base	Q <sub>1,inf</sub>	2,66	kPa	Z <sub>1,inf</sub> [m]	6,00	δ fondazione		18,09	rad	0,32			
Carico da corsia/binario 1 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	2,26	kPa	Z <sub>1,fond</sub> [m]	7,00	ξ		5,71	rad	0,10			
Carico da corsia/binario 2 in sommità	Q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	Z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ		8,86	rad	0,15			
Carico da corsia/binario 2 alla base	Q <sub>2,inf</sub>	1,03	kPa	Z <sub>2,inf</sub> [m]	6,00	Φ-β-θ <sub>K</sub>							
Carico da corsia/binario 2 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	0,88	kPa	Z <sub>2,fond</sub> [m]	7,00								
Sovraccarichi in superficie uniforme	q	12,32	kPa										
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>										
Inclinazione interna piedritto	α	84,29	°										
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°										
Inclinazione terreno	β	0,00	°										
Angolo d'attrito muro-terreno di fondazione	δ	18,09	fraz	0,67									
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31											
<b>Parametri pseudo-statici</b>	k <sub>H</sub>	<b>0,145</b>											
	k <sub>V</sub>	<b>-0,072</b>	Alto										
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	K <sub>ae</sub>	<b>0,406</b>	0,41										
CARICHI PERMANENTI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monobolo)								
Spinta orizzontale totale	Sh	199,33	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	54,89	kN/m						
Spinta verticale	Sv	19,93	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	5,49	kN/m						
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	165,20	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	Sh,TE	46,78	kN/m						
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	Sh,q	26,50	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	8,09	kN/m					
Spinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1	7,63	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1E	0,02	kN/m						
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Sv,q	54,98	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	Sh,H2O	0,00	kN/m						
Peso terreno sopra soletta	WT	456,00	kN/m										
Peso soletta	WS	150,00	kN/m										
Peso piedritto	WM	150,00	kN/m										
Peso dente	WD	6,25	kN/m										
Spinta passiva dente	SPD	110,84	kN/m										
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI				FORZE D'INERZIA VERTICALI									
Terreno sopra soletta		65,92	kN/m	Terreno sopra soletta		-32,96	kN/m						
Soletta		21,68	kN/m	Soletta		-10,84	kN/m						
Piedritto		21,68	kN/m	Piedritto		-10,84	kN/m						
Dente		0,90	kN/m	Dente		-0,45	kN/m						
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI													
TIPO	Q	-	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC	-	SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>				γ <sub>R</sub>	<b>1,00</b>								
<b>RISULTANTE VERTICALE</b>				N (kN/m)	<b>787,56</b>								
<b>AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE</b>				T <sub>Rd</sub> (kN/m)	<b>368,11</b>								
<b>AZIONE ORIZZONTALE AGENTE</b>				T <sub>Ed</sub> (kN/m)	<b>364,40</b>								
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>				F <sub>S</sub>	<b>1,01 &gt; γ<sub>r</sub> - VERIFICATO</b>								

- Capacità portante

CONDIZIONI DRENATE		$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$	
Tipo fondazione	Nastriforme		
Terreno con falda	No		
Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00	
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00	
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\Phi'$ (°) =	27,00	
Coazione in condizioni drenate	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0,00	
Ricoprimento minimo	$H_{ric}$ (m) =	0,00	
Affondamento della fondazione	$D$ (m) =	1,00	
Dim. minore fondazione	$B$ (m) =	6,00	
Dim. maggiore fondazione	$L$ (m) =	1,00	
Carico verticale agente sulla fondazione	$N$ (kN) =	781,31	
Carico orizzontale agente sulla fondazione	$H$ (kN) =	364,40	
Momento flettente su B	$M_B$ (kNm) =	666,09	
Momento flettente su L	$M_L$ (kNm) =	0,00	
Dim. minore fondazione efficace equivalente	$B'$ (m) =	4,29	
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	$L'$ (m) =	1,00	
Azione laterale stabilizzante	$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	20,00	
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0,00	
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	0,00	
Fattori di capacità portante	$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$	14,47	
	$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot (1 + \sin(\phi)) / (1 - \sin(\phi))$	13,20	
	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$	23,94	
<b>Determinazione dei coefficienti</b>			
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)			
$m = 1,18$	$= [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)]$		
$i_{\gamma} = 0,25$	$i_q = 0,48$	$i_c = 0,43$	
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa			
$D/B' = 0,23$			
$d_{\gamma} = 1,00$			
$d_q = 1,07$	per $D/B' \leq 1$		
$d_q = 4,98$	per $D/B' > 1$	$d_q = 1,07$	
$d_c = 1,08$			
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione			
$s_{\gamma} = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_c = 1,00$	
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione			
$b_{\gamma} = 1,000$	$b_q = 1,000$	$b_c = 1,000$	
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna			
$g_{\gamma} = 1,000$	$g_q = 1,000$	$g_c = 1,000$	
Fattore parziale resistenza	$\gamma_R$	1,20	
PRESSIONE AGENTE	$p$ (kPa) =	181,9	
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$q_{lim}$ (kPa) =	243,9	
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$(R_d/E_d) =$	1,34	> $\gamma_R$ - VERIFICATO

PROGETTAZIONE ATI:

- Cedimenti

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE													
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma \text{ t}'$ (kN/mc)	$E_u$ (kPa)	$E'$ (kPa)	Poisson $\nu$	Poisson' $\nu'$	$\phi'$	sen $\phi'$	OCR	$K_0$	Poisson' $\nu'$
Strato													
LIVELLO I		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30
LIVELLO II		2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
LIVELLO II		30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
TENSIONE GEOSTATICA:													
Gamma w (kN/mc):		0,00			Resistenza caratteristica del cls (kg/cm <sup>2</sup> ):		350						
Gamma t (kN/mc):		20,00			Modulo elastico del cls (kPa):		3,26E+07						
Profondità piano di posa dal p.c. (m):		5,50			Coeff. di Poisson del terreno:		0,30						
Tensione verticale geostatica (kPa):		110,00			Coeff. di Poisson del cls:		0,30						
PARAMETRI GEOMETRICI:													
Larghezza fondazione B dir X (m):		6,00			Coeff. fondazione rigida (Kr):		5						
Larghezza fondazione L dir Y (m):		1,00			Spessore minimo fondazione rigida (m):		0,89						
Carico verticale N (kN):		958,39			<b>Coeff. di Winkler finale (kN/mc):</b>		<b>18569</b>						
Momento X (kNm):		46,58			TENSIONI INDOTTE:								
Momento Y (kNm):		0,00			superficie fondazione di progetto (mq):		6,00						
Eccentricità del carico in X (m):		0,05			superficie fondazione ridotta (mq):		5,90						
Eccentricità del carico in Y (m):		0,00			tensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):		9,74						
Base ridotta fondazione B' (m):		5,90			tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):		10,22						
Base ridotta fondazione L' (m):		1,00			tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):		9,27						
Carico assiale (kPa):		974,17			tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):		9,74						
Carico netto Nnet (kPa):		864,17			tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):		9,74						
CEDIMENTI RISULTANTI													
		strato -->		1	2	3	TOT						
Cedimento finale:				0,0301	0,0162	0,0002	<b>0,047 m</b>	<b>VERIFICATO</b>					

## 12.4 MURO H7 – VERIFICHE GEOTECNICHE

### - Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA											
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)											
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO											
Altezza del piedritto (Hp)	Hp	7,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV			
Spessore sommità piedritto (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO			
Larghezza totale soletta (B)	B	7,00	m	Permeabilità: bassa		β <sub>M</sub>		0,57			
Larghezza oltre il piedritto (Bv)	Bv	1,00	m			a <sub>g</sub> (SLD)	0,159	a <sub>g</sub> (SLV)	0,317		
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	4,60	m			S <sub>s</sub> (SLD)	1,000	s (SLV)	1,000		
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,20	m			S <sub>r</sub> (SLD)	1,200	τ (SLV)	1,200		
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m			ANGOLI					
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m			φ'	35,00	rad	0,61		
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47		
Angolo di attrito del terreno di riporto	φ'	35,00	°			η	90,00	rad	1,57		
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00		
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ	0,00	rad	0,00	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	2,26	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	7,00	Angolo S.A	62,50	rad	1,09	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	1,90	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	8,20	ξ	5,71	rad	0,10	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ	13,67	rad	0,24	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,88	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	7,00	φ-β-θ <sub>k</sub>	21,33			
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,74	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	8,20	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3				
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	12,32	kPa	FAV SFAV						
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>c</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>	A1		G1	1,00	1,00			
Inclinazione interna piedritto	ψ	84,29	°			G2	1,00	1,00			
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°			Q	0,00	1,00			
Inclinazione terreno	β	0,00	°			Qtr	0,00	1,00			
Angolo d'attrito muro-terreno	δ	0,00	fraz	0,00			ECC	0,00	0,00		
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31									
<b>Parametri pseudo-statici</b>		kh	0,217								
		k <sub>v</sub>	-0,108	↑	Alto	0,93					
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>		K <sub>se</sub>	0,472	0,47		0,91					
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monono)						
Spinta orizzontale totale	S <sub>h</sub>	265,45	kN/m	ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	125,54	kN/m				
Spinta verticale	S <sub>v</sub>	26,55	kN/m	ΔSpinta verticale	S <sub>VE</sub>	12,55	kN/m				
Spinta orizzontale - terreno	S <sub>h,T</sub>	227,43	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub>	105,28	kN/m				
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	S <sub>h,q</sub>	29,88	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico c <sub>i</sub>	S <sub>h,qE</sub>	15,52	kN/m			
Spinta orizzontale - carico stradale		S <sub>h,q1</sub>	8,14	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	S <sub>h,q1E</sub>	4,74	kN/m			
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	63,42	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	S <sub>h,H2O</sub>	0,00	kN/m			
Peso terreno sopra soletta	W <sub>T</sub>	658,35	kN/m								
Peso soletta	W <sub>S</sub>	210,00	kN/m								
Peso piedritto	W <sub>M</sub>	183,75	kN/m								
Peso dente	W <sub>D</sub>	9,00	kN/m								
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI						
Terreno sopra soletta		142,75	kN/m	Terreno sopra soletta		-71,37	kN/m				
Soletta		45,53	kN/m	Soletta		-22,77	kN/m				
Piedritto		39,84	kN/m	Piedritto		-19,92	kN/m				
Dente		1,95	kN/m	Dente		-0,98	kN/m				
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI											
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC - SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA						
Braccio spinta verticale	b-S <sub>a</sub>	6,65	m	Braccio Δ spinta orizzontale - terreni	b-ΔS <sub>ae,h</sub>	2,73	m				
Braccio spinta orizzontale - terreno	b-S <sub>h,T</sub>	2,73	m	Peso terreno sopra soletta - orizzonti	b-W <sub>T,in</sub>	4,70	m				
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S <sub>h,q</sub>	4,10	m	Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,60	m				
Braccio spinta orizzontale - carico stradale	b-S <sub>h,t</sub>	4,98	m	Peso piedritto - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	4,70	m				
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S <sub>v,q</sub>	4,70	m								
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W <sub>T</sub>	4,52	m								
Braccio Peso soletta	b-W <sub>S</sub>	3,50	m								
Braccio Peso piedritto	b-W <sub>M</sub>	1,51	m								
Braccio peso dente	b-W <sub>D</sub>	6,70	m								
Braccio carico orizzontale 1	b-F <sub>H1</sub>	8,20	m								
Braccio carico orizzontale 2	b-F <sub>H2</sub>	9,20	m								
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>		γ <sub>R</sub>	1,00								
<b>MOMENTO STABILIZZANTE</b>		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	4167,47								
<b>MOMENTO INSTABILIZZANTE</b>		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	2045,16								
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	2,04	> γ <sub>R</sub> - VERIFICATO							

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA									
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)									
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO									
Altezza del piedritto	H	7,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV	
Spessore piedritto	S <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>W</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO
Larghezza totale soletta	B	7,00	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,38	
Larghezza oltre il piedritto	B*	1,00	m			a <sub>g(SLD)</sub>	0,159	a <sub>g(SLV)</sub>	0,317
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	4,60	m			S <sub>S</sub>	1,000		
Altezza soletta	S <sub>2</sub>	1,20	m			S <sub>T</sub>	1,200		
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m	ANGOLI					
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m			Φ'	35,00	rad	0,61
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	27,00	°			η	90,00	rad	1,57
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	Q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	Z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ		0,00
Carico da corsia/binario 1 alla base	Q <sub>1,inf</sub>	2,26	kPa	Z <sub>1,inf</sub> [m]	7,00	δ fondazione		18,09	rad
Carico da corsia/binario 1 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	1,90	kPa	Z <sub>1,fond</sub> [m]	8,20	ξ		5,71	rad
Carico da corsia/binario 2 in sommità	Q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	Z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ		8,86	rad
Carico da corsia/binario 2 alla base	Q <sub>2,inf</sub>	0,88	kPa	Z <sub>2,inf</sub> [m]	7,00	Φ-β-θ <sub>K</sub>		26,14	
Carico da corsia/binario 2 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	0,74	kPa	Z <sub>2,fond</sub> [m]	8,20	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3			
Sovraccarichi in superficie uniforme	q	12,32	kPa			FAV		SFAV	
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>			A1	G1	1,00	1,00
Inclinazione interna piedritto	α	84,29	°				G2	1,00	1,00
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°				Q	0,00	1,00
Inclinazione terreno	β	0,00	°				Qtr	0,00	1,00
Angolo d'attrito muro-terreno di fondazione	δ	18,09	fraz	0,67			ECC	0,00	0,00
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31							
<b>Parametri pseudo-statici</b>	k <sub>H</sub>	<b>0,145</b>							
	k <sub>V</sub>	<b>-0,072</b>	Alto						
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	K <sub>ae</sub>	<b>0,406</b>	0,41						
CARICHI PERMANENTI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Mononobe)				
Spinta orizzontale totale	Sh	267,00	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	73,91	kN/m		
Spinta verticale	Sv	26,70	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	7,39	kN/m		
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	227,43	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	Sh,TE	64,40	kN/m		
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	Sh,q	31,09	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	9,49	kN/m	
Spinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1	8,47	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1E	0,02	kN/m		
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Sv,q	65,99	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	Sh,H2O	0,00	kN/m		
Peso terreno sopra soletta	WT	658,35	kN/m						
Peso soletta	WS	210,00	kN/m						
Peso piedritto	WM	183,75	kN/m						
Peso dente	WD	9,00	kN/m						
Spinta passiva dente	SPD	155,95	kN/m						
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI				FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta		95,17	kN/m	Terreno sopra soletta		-47,58	kN/m		
Soletta		30,36	kN/m	Soletta		-15,18	kN/m		
Piedritto		26,56	kN/m	Piedritto		-13,28	kN/m		
Dente		1,30	kN/m	Dente		-0,65	kN/m		
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI									
TIPO	Q	-	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60
								ψ <sub>11</sub>	0,20
TIPO	ECC	-	SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00
								ψ <sub>12</sub>	1,00
								ψ <sub>21</sub>	0,00
								ψ <sub>22</sub>	1,00
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>				γ <sub>R</sub>	<b>1,00</b>				
<b>RISULTANTE VERTICALE</b>				N (kN/m)	<b>1084,49</b>				
<b>AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE</b>				T <sub>Rd</sub> (kN/m)	<b>510,20</b>				
<b>AZIONE ORIZZONTALE AGENTE</b>				T <sub>Ed</sub> (kN/m)	<b>494,29</b>				
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>				F <sub>S</sub>	<b>1,03 &gt; γ<sub>R</sub> - VERIFICATO</b>				

- Capacità portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)	
CONDIZIONI DRENATE	$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$
Tipo fondazione	Nastriforme
Terreno con falda	No
Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) = 20,00
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) = 20,00
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\Phi'$ (°) = 27,00
Coazione in condizioni drenate	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) = 0,00
Ricoprimento minimo	$H_{ric}$ (m) = 0,00
Affondamento della fondazione	$D$ (m) = 1,20
Dim. minore fondazione	$B$ (m) = 7,00
Dim. maggiore fondazione	$L$ (m) = 1,00
Carico verticale agente sulla fondazione	$N$ (kN) = 1075,49
Carico orizzontale agente sulla fondazione	$H$ (kN) = 494,29
Momento flettente su B	$M_B$ (kNm) = 1126,56
Momento flettente su L	$M_L$ (kNm) = 0,00
Dim. minore fondazione efficace equivalente	$B'$ (m) = 4,91
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	$L'$ (m) = 1,00
Azione laterale stabilizzante	$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) = 24,00
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) = 0,00
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) = 0,00
Fattori di capacità portante	$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$ <b>14,47</b>
	$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot (1 + \tan(\phi)) / (1 - \tan(\phi))$ <b>13,20</b>
	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$ <b>23,94</b>
<b>Determinazione dei coefficienti</b>	
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)	
$m = 1,16$	$= [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)]$
$i_{\gamma} = 0,26$	$i_q = 0,49$
	$i_c = 0,45$
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa	
$D/B' = 0,24$	
$d_{\gamma} = 1,00$	
$d_q = 1,07$	per $D/B' \leq 1$
$d_q = 5,18$	per $D/B' > 1$ → $d_q = 1,07$
$d_c = 1,08$	
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione	
$s_{\gamma} = 1,00$	$s_q = 1,00$
	$s_c = 1,00$
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione	
$b_{\gamma} = 1,000$	$b_q = 1,000$
	$b_c = 1,000$
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna	
$g_{\gamma} = 1,000$	$g_q = 1,000$
	$g_c = 1,000$
Fattore parziale resistenza	$\gamma_R$ <b>1,20</b>
PRESSIONE AGENTE	$p$ (kPa) = 219,3
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$q_{lim}$ (kPa) = 295,4
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$(R_d/E_d) = 1,35$ > $\gamma_R$ - VERIFICATO

PROGETTAZIONE ATI:

- Cedimenti

P1				P2 = TOT - P1			
<b>SLE Freq</b>		dati terreno		<b>SLE Freq</b>		dati terreno	
N [kN]	584,79	coef sovraconsol.	2	N [kN]	711,99	coef sovraconsol.	1
M1 [kNm]	389,63	E [kPa]	50000	M1 [kNm]	-362,55	cedimento Wf [m]	0,038
cedimento Wf [m]				cedimento FINALE (m)			
0,030				P1 + P2 = 0,068			
TOT							
<b>SLE Freq</b>		dati terreno					
N [kN]	1296,78	coef sovraconsol.	1				
M1 [kNm]	27,08	E [kPa]	25000				

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE																	
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma$ t' (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	Ko	Poisson' v'				
Strato		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30				
LIVELLO I		2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37				
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37				
LIVELLO II		30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37				
TENSIONE GEOSTATICA:		Gamma w (kN/mc):	0,00	Resistenza caratteristica del cls (kg/cmqa):		350		Modulo elastico del cls (kPa):		3,26E+07		Coeff. di Poisson del terreno:		0,30			
		Gamma t' (kN/mc):	20,00	Coeff. di Poisson del cls:		0,30		Coeff. di Poisson del cls:		0,30		Coeff. fondazione rigida (Kr):		5			
		Profondità piano di posa dal p.c. (m):	1,85	Spessore minimo fondazione rigida (m):		1,04		Coeff. di Winkler finale (kN/mc):		19202		TENSIONI INDOTTE:		superficie fondazione di progetto (mq):		7,00	
		Tensione verticale geostatica (kPa):	37,00	superficie fondazione ridotta (mq):		5,67		tensione unitaria (kg/cmqa):		7,22		tensione max - x (kg/cmqa):		11,35			
PARAMETRI GEOMETRICI:		Larghezza fondazione B dir X (m):	7,00	tensione min - x (kg/cmqa):		3,10		tensione max - y (kg/cmqa):		7,22		tensione min - y (kg/cmqa):		7,22			
		Larghezza fondazione L dir Y (m):	1,00	Carico netto Nnet (kPa):		685,29		CEDIMENTI RISULTANTI		strato -->		1		2			
		Carico verticale N (kN):	584,79									3		TOT			
		Momento X (kNm):	389,63									0,0236		0,0120			
		Momento Y (kNm):	0,00									0,0002		0,036 m			
		Eccentricità del carico in X (m):	0,67											VERIFICATO			
		Eccentricità del carico in Y (m):	0,00														
		Base ridotta fondazione B' (m):	5,67														
		Base ridotta fondazione L' (m):	1,00														
		Carico assiale (kPa):	722,29														
		Carico netto Nnet (kPa):	685,29														

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE																	
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma$ t' (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	Ko	Poisson' v'				
Strato		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30				
LIVELLO I		2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37				
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37				
LIVELLO II		30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37				
TENSIONE GEOSTATICA:		Gamma w (kN/mc):	0,00	Resistenza caratteristica del cls (kg/cmqa):		350		Modulo elastico del cls (kPa):		3,26E+07		Coeff. di Poisson del terreno:		0,30			
		Gamma t' (kN/mc):	20,00	Coeff. di Poisson del cls:		0,30		Coeff. di Poisson del cls:		0,30		Coeff. fondazione rigida (Kr):		5			
		Profondità piano di posa dal p.c. (m):	6,85	Spessore minimo fondazione rigida (m):		1,04		Coeff. di Winkler finale (kN/mc):		18367		TENSIONI INDOTTE:		superficie fondazione di progetto (mq):		7,00	
		Tensione verticale geostatica (kPa):	137,00	superficie fondazione ridotta (mq):		5,98		tensione unitaria (kg/cmqa):		8,33		tensione max - x (kg/cmqa):		11,97			
PARAMETRI GEOMETRICI:		Larghezza fondazione B dir X (m):	7,00	tensione min - x (kg/cmqa):		4,70		tensione max - y (kg/cmqa):		8,33		tensione min - y (kg/cmqa):		8,33			
		Larghezza fondazione L dir Y (m):	1,00	Carico netto Nnet (kPa):		696,21		CEDIMENTI RISULTANTI		strato -->		1		2			
		Carico verticale N (kN):	711,99									3		TOT			
		Momento X (kNm):	362,55									0,0243		0,0134			
		Momento Y (kNm):	0,00									0,0002		0,038 m			
		Eccentricità del carico in X (m):	0,51											VERIFICATO			
		Eccentricità del carico in Y (m):	0,00														
		Base ridotta fondazione B' (m):	5,98														
		Base ridotta fondazione L' (m):	1,00														
		Carico assiale (kPa):	833,21														
		Carico netto Nnet (kPa):	696,21														

## 12.5 MURO H8 – VERIFICHE GEOTECNICHE

### - Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA									
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)									
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO									
Altezza del piedritto (Hp)	Hp	8,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV	
Spessore sommità piedritto (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>W</sub>	-5,00	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO	
Larghezza totale soletta (B)	B	8,50	m	Permeabilità: bassa		β <sub>M</sub>		0,57	
Larghezza oltre il piedritto (Bv)	Bv	1,00	m			a <sub>g</sub> (SLD)	0,159	a <sub>g</sub> (SLV)	0,317
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	6,00	m			S <sub>S</sub> (SLD)	1,000	s (SLV)	1,000
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,30	m			S <sub>T</sub> (SLD)	1,200	τ (SLV)	1,200
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m			ANGOLI			
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m			Φ'	35,00	rad	0,61
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47
Angolo di attrito del terreno di riporto	Φ'	35,00	°			η	90,00	rad	1,57
Coazione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	δ	0,00	rad	0,00
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	1,96	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	Angolo S.A	62,50	rad	1,09
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	1,65	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	ξ	5,71	rad	0,10
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	θ	13,67	rad	0,24
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,76	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	Φ-β-θ <sub>K</sub>	21,33		
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,65	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3			
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	12,32	kPa				FAV	SFAV
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>		A1	G1	1,00	1,00
Inclinazione interna piedritto		ψ	84,29	°			G2	1,00	1,00
Inclinazione esterna piedritto		η	90,00	°			Q	0,00	1,00
Inclinazione terreno		β	0,00	°			Qtr	0,00	1,00
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	fraz	0,00		ECC	0,00	0,00
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,31						
Parametri pseudo-statici		kh	0,217						
		k <sub>v</sub>	-0,108	↑	Alto				0,93
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>ae</sub>	0,472						0,91
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICHE					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monono)				
Spinta orizzontale totale		S <sub>h</sub>	330,29	kN/m	ΔSpinta orizzontale		S <sub>E</sub>	155,85	kN/m
Spinta verticale		S <sub>v</sub>	33,03	kN/m	ΔSpinta verticale		S <sub>v,E</sub>	15,58	kN/m
Spinta orizzontale - terreno		S <sub>h,T</sub>	287,84	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno		S <sub>h,TE</sub>	133,25	kN/m
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	S <sub>h,q</sub>	33,62	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico c		S <sub>h,qE</sub>	17,45	kN/m
Spinta orizzontale - carico stradale		S <sub>h,q1</sub>	8,83	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale		S <sub>h,q1E</sub>	5,14	kN/m
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	80,46	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O		S <sub>h,H2O</sub>	0,00	kN/m
Peso terreno sopra soletta		W <sub>T</sub>	972,80	kN/m					
Peso soletta		W <sub>S</sub>	276,25	kN/m					
Peso piedritto		W <sub>M</sub>	220,00	kN/m					
Peso dente		W <sub>D</sub>	9,00	kN/m					
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI				
Terreno sopra soletta			210,93	kN/m	Terreno sopra soletta			#####	kN/m
Soletta			59,90	kN/m	Soletta			-29,95	kN/m
Piedritto			47,70	kN/m	Piedritto			-23,85	kN/m
Dente			1,95	kN/m	Dente			-0,98	kN/m
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICHE									
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20
TIPO	ECC - SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA				
Braccio spinta verticale		b-S <sub>a</sub>	8,10	m	Braccio Δ spinta orizzontale - terreni	b-ΔS <sub>ae,h</sub>			3,10
Braccio spinta orizzontale - terreno		b-S <sub>h,T</sub>	3,10	m	Peso terreno sopra soletta - orizzonti	b-W <sub>T,in</sub>			5,30
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico		b-S <sub>h,q</sub>	4,65	m	Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>			0,65
Braccio spinta orizzontale - carico stradale		b-S <sub>h,1</sub>	5,74	m	Peso piedritto - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>			5,30
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta		b-S <sub>v,q</sub>	5,50	m					
Braccio Peso terreno sopra soletta		b-W <sub>T</sub>	5,30	m					
Braccio Peso soletta		b-W <sub>S</sub>	4,25	m					
Braccio Peso piedritto		b-W <sub>M</sub>	1,53	m					
Braccio peso dente		b-W <sub>D</sub>	8,20	m					
Braccio carico orizzontale 1		b-F <sub>H1</sub>	9,30	m					
Braccio carico orizzontale 2		b-F <sub>H2</sub>	10,30	m					
COEFFICIENTE PARZIALE		γ <sub>R</sub>	1,00						
MOMENTO STABILIZZANTE		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	6841,44						
MOMENTO INSTABILIZZANTE		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	3032,77						
FATTORE DI SICUREZZA		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	2,26	> γ <sub>R</sub> - VERIFICATO					

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA									
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)									
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO									
Altezza del piedritto	H	8,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV	
Spessore piedritto	S <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>W</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO
Larghezza totale soletta	B	8,50	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,38	
Larghezza oltre il piedritto	B*	1,00	m			a <sub>g(SLD)</sub>	0,159	a <sub>g(SLV)</sub>	0,317
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	6,00	m			S <sub>S</sub>			1,000
Altezza soletta	S <sub>2</sub>	1,30	m			S <sub>T</sub>			1,200
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m	ANGOLI					
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m			Φ'	35,00	rad	0,61
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	27,00	°			η	90,00	rad	1,57
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	Q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	Z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ fondazione		18,09
Carico da corsia/binario 1 alla base	Q <sub>1,inf</sub>	1,96	kPa	Z <sub>1,inf</sub> [m]	8,00			rad	0,32
Carico da corsia/binario 1 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	1,65	kPa	Z <sub>1,fond</sub> [m]	9,30			ξ	5,71
Carico da corsia/binario 2 in sommità	Q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	Z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06			θ	8,86
Carico da corsia/binario 2 alla base	Q <sub>2,inf</sub>	0,76	kPa	Z <sub>2,inf</sub> [m]	8,00			Φ-β-θ <sub>K</sub>	26,14
Carico da corsia/binario 2 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	0,65	kPa	Z <sub>2,fond</sub> [m]	9,30				
Sovraccarichi in superficie uniforme	q	12,32	kPa	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3					
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>					FAV	SFAV
Inclinazione interna piedritto	α	84,29	°			A1	G1	1,00	1,00
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°				G2	1,00	1,00
Inclinazione terreno	β	0,00	°				Q	0,00	1,00
Angolo d'attrito muro-terreno di fondazione	δ	18,09	fraz 0,67				Qtr	0,00	1,00
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31					ECC	0,00	0,00
Parametri pseudo-statici	k <sub>H</sub>	0,145							
	k <sub>V</sub>	-0,072		Alto					
Delta coefficiente di spinta sismica	K <sub>ae</sub>	0,406		0,41					
CARICHI PERMANENTI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Mononobe)				
Spinta orizzontale totale	Sh	332,01	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	92,21	kN/m		
Spinta verticale	Sv	33,20	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	9,22	kN/m		
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	287,84	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	Sh,TE	81,51	kN/m		
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	Sh,q	34,98	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	10,68	kN/m	
Spinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1	9,19	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1E	0,02	kN/m		
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Sv,q	83,73	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	Sh,H2O	0,00	kN/m		
Peso terreno sopra soletta	WT	972,80	kN/m						
Peso soletta	WS	276,25	kN/m						
Peso piedritto	WM	220,00	kN/m						
Peso dente	WD	9,00	kN/m						
Spinta passiva dente	SPD	176,13	kN/m						
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI				FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta		140,62	kN/m	Terreno sopra soletta		-70,31	kN/m		
Soletta		39,93	kN/m	Soletta		-19,97	kN/m		
Piedritto		31,80	kN/m	Piedritto		-15,90	kN/m		
Dente		1,30	kN/m	Dente		-0,65	kN/m		
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI									
TIPO	Q	-	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60
								ψ <sub>11</sub>	0,20
TIPO	ECC	-	SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00
								ψ <sub>12</sub>	1,00
								ψ <sub>21</sub>	0,00
								ψ <sub>22</sub>	1,00
COEFFICIENTE PARZIALE				γ <sub>R</sub>	1,00				
RISULTANTE VERTICALE				N (kN/m)	1497,37				
AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE				T <sub>Rd</sub> (kN/m)	665,25				
AZIONE ORIZZONTALE AGENTE				T <sub>Ed</sub> (kN/m)	637,87				
FATTORE DI SICUREZZA				F <sub>S</sub>	1,04 > γ <sub>R</sub> - VERIFICATO				

- Capacità portante

CONDIZIONI DRENATE		$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$	
Tipo fondazione	Nastriforme		
Terreno con falda	No		
Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00	
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00	
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\Phi'$ (°) =	27,00	
Coazione in condizioni drenate	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0,00	
Ricoprimento minimo	$H_{ric}$ (m) =	0,00	
Affondamento della fondazione	$D$ (m) =	1,30	
Dim. minore fondazione	$B$ (m) =	8,50	
Dim. maggiore fondazione	$L$ (m) =	1,00	
Carico verticale agente sulla fondazione	$N$ (kN) =	1488,37	
Carico orizzontale agente sulla fondazione	$H$ (kN) =	637,87	
Momento flettente su B	$M_B$ (kNm) =	1694,13	
Momento flettente su L	$M_L$ (kNm) =	0,00	
Dim. minore fondazione efficace equivalente	$B'$ (m) =	6,22	
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	$L'$ (m) =	1,00	
Azione laterale stabilizzante	$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	26,00	
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) =	0,00	
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) =	0,00	
Fattori di capacità portante	$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$	14,47	
	$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot (1 + \sin(\phi)) / (1 - \sin(\phi))$	13,20	
	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$	23,94	
<b>Determinazione dei coefficienti</b>			
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)			
$m = 1,13$	$= [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)]$		
$i_{\gamma} = 0,30$	$i_q = 0,53$	$i_c = 0,49$	
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa			
$D/B' = 0,21$			
$d_{\gamma} = 1,00$			
$d_q = 1,06$	per $D/B' \leq 1$		
$d_q = 4,58$	per $D/B' > 1$	$d_q = 1,06$	
$d_c = 1,07$			
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione			
$s_{\gamma} = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_c = 1,00$	
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione			
$b_{\gamma} = 1,000$	$b_q = 1,000$	$b_c = 1,000$	
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna			
$g_{\gamma} = 1,000$	$g_q = 1,000$	$g_c = 1,000$	
Fattore parziale resistenza	$\gamma_R$	1,20	
PRESSIONE AGENTE	$p$ (kPa) =	239,2	
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$q_{lim}$ (kPa) =	389,4	
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$(R_d/E_d) =$	1,63	> $\gamma_R$ - VERIFICATO

PROGETTAZIONE ATI:

- Cedimenti

P1				P2 = TOT - P1			
<b>SLE Freq</b>		dati terreno		<b>SLE Freq</b>		dati terreno	
N [kN]	949,89	coef sovraconsol.	2	N [kN]	816,77	coef sovraconsol.	1
M1 [kNm]	414,71	E [kPa]	50000	M1 [kNm]	-324,86	cedimento Wf [m]	0,05
<b>TOT</b>				<b>cedimento FINALE (m)</b>			
<b>SLE Freq</b>		dati terreno		<b>P1 + P2 = 0,102</b>			
N [kN]	1766,66	coef sovraconsol.	1				
M1 [kNm]	89,85	E [kPa]	25000				

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE															
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma'$ (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson v'	$\phi'$	sen $\phi'$	OCR	K <sub>0</sub>	Poisson v'		
Strato		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30		
LIVELLO I		2,00	16,00	18,00	80500	70000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37		
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	103500	90000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37		
LIVELLO II		30,00	-	19,00	103500	90000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37		
TENSIONE GEOSTATICA:		Gamma w (kN/mc):	0,00	Resistenza caratteristica del cls (kg/cm <sup>2</sup> ):		350									
		Gamma t (kN/mc):	20,00	Modulo elastico del cls (kPa):		3,26E+07									
		Profondità piano di posa dal p.c. (m):	2,85	Coeff. di Poisson del terreno:		0,30									
		Tensione verticale geostatica (kPa):	57,00	Coeff. di Poisson del cls:		0,30									
PARAMETRI GEOMETRICI:		Larghezza fondazione B dir X (m):		8,50		Coeff. fondazione rigida (Kr):		5		Spessore minimo fondazione rigida (m):				1,27	
		Larghezza fondazione L dir Y (m):		1,00		Coeff. di Winkler finale (kN/mc):		19330							
		Carico verticale N (kN):		949,89		TENSIONI INDOTTE:				superficie fondazione di progetto (mq):				8,50	
		Momento X (kNm):		414,71						superficie fondazione ridotta (mq):				7,63	
		Momento Y (kNm):		0,00						tensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):				10,59	
		Eccentricità del carico in X (m):		0,44						tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):				13,85	
		Eccentricità del carico in Y (m):		0,00						tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):				7,32	
		Base ridotta fondazione B' (m):		7,63						tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):				10,59	
		Base ridotta fondazione L' (m):		1,00						tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):				10,59	
		Carico assiale (kPa):		1058,64											
		Carico netto Nnet (kPa):		1001,64											
CEDIMENTI RISULTANTI		strato -->		1		2		3		TOT					
		Cedimento finale:		0,0371		0,0145		0,0003		0,052 m		VERIFICATO			

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE															
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma'$ (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson v'	$\phi'$	sen $\phi'$	OCR	K <sub>0</sub>	Poisson v'		
Strato		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30		
LIVELLO I		2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37		
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37		
LIVELLO II		30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37		
TENSIONE GEOSTATICA:		Gamma w (kN/mc):	0,00	Resistenza caratteristica del cls (kg/cm <sup>2</sup> ):		350									
		Gamma t (kN/mc):	20,00	Modulo elastico del cls (kPa):		3,26E+07									
		Profondità piano di posa dal p.c. (m):	7,85	Coeff. di Poisson del terreno:		0,30									
		Tensione verticale geostatica (kPa):	157,00	Coeff. di Poisson del cls:		0,30									
PARAMETRI GEOMETRICI:		Larghezza fondazione B dir X (m):		8,50		Coeff. fondazione rigida (Kr):		5		Spessore minimo fondazione rigida (m):				1,27	
		Larghezza fondazione L dir Y (m):		1,00		Coeff. di Winkler finale (kN/mc):		14925							
		Carico verticale N (kN):		816,77		TENSIONI INDOTTE:				superficie fondazione di progetto (mq):				8,50	
		Momento X (kNm):		324,86						superficie fondazione ridotta (mq):				7,70	
		Momento Y (kNm):		0,00						tensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):				9,01	
		Eccentricità del carico in X (m):		0,40						tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):				11,54	
		Eccentricità del carico in Y (m):		0,00						tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):				6,48	
		Base ridotta fondazione B' (m):		7,70						tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):				9,01	
		Base ridotta fondazione L' (m):		1,00						tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):				9,01	
		Carico assiale (kPa):		901,10											
		Carico netto Nnet (kPa):		744,10											
CEDIMENTI RISULTANTI		strato -->		1		2		3		TOT					
		Cedimento finale:		0,0276		0,0218		0,0004		0,050 m		VERIFICATO			

PROGETTAZIONE ATI:

## 12.6 MURO H10 – VERIFICHE GEOTECNICHE

### - Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA									
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)									
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO									
Altezza del piedritto (Hp)	Hp	10,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE	SLV		
Spessore sommità piedritto (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>W</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE	LIBERO	
Larghezza totale soletta (B)	B	10,00	m	Permeabilità: bassa			β <sub>M</sub>	0,57	
Larghezza oltre il piedritto (Bv)	Bv	1,00	m				a <sub>x</sub> (SLD)	0,159	a <sub>x</sub> (SLV)
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	7,30	m				S <sub>s</sub> (SLD)	1,000	s (SLV)
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,30	m				S <sub>T</sub> (SLD)	1,200	T (SLV)
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m				ANGOLI		
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m				φ'	35,00	rad
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>				ψ	84,29	rad
Angolo di attrito del terreno di riporto	φ'	35,00	°				η	90,00	rad
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa				β	0,00	rad
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ	0,00	rad
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	1,52	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	10,00	Angolo S.A	62,50	rad
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	1,32	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	11,30	ξ	5,71	rad
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ	13,67	rad
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,60	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	10,00	φ-β-θ <sub>k</sub>	21,33	
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,52	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	11,30	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3		
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	12,32	kPa					
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>					
Inclinazione interna piedritto		ψ	84,29	°					
Inclinazione esterna piedritto		η	90,00	°					
Inclinazione terreno		β	0,00	°					
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	fraz	0,00				
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,31						
<b>Parametri pseudo-statici</b>		kh	0,217						
		k <sub>v</sub>	-0,108	↑	Alto	0,93			
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>		K <sub>se</sub>	0,472	0,47		0,91			
<b>CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI</b>					<b>CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monono)</b>				
Spinta orizzontale totale		S <sub>h</sub>	466,26	kN/m	ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	219,31	kN/m	
Spinta verticale		S <sub>v</sub>	46,63	kN/m	ΔSpinta verticale	S <sub>VE</sub>	21,93	kN/m	
Spinta orizzontale - terreno		S <sub>h,T</sub>	415,89	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub>	192,53	kN/m	
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	S <sub>h,q</sub>	40,41	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico c <sub>i</sub>	S <sub>h,qE</sub>	20,98	kN/m	
Spinta orizzontale - carico stradale		S <sub>h,q1</sub>	9,96	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	S <sub>h,q1E</sub>	5,80	kN/m	
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	93,98	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	S <sub>h,H2O</sub>	0,00	kN/m	
Peso terreno sopra soletta		W <sub>T</sub>	1482,00	kN/m					
Peso soletta		W <sub>S</sub>	325,00	kN/m					
Peso piedritto		W <sub>M</sub>	300,00	kN/m					
Peso dente		W <sub>D</sub>	9,00	kN/m					
<b>FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI</b>					<b>FORZE D'INERZIA VERTICALI</b>				
Terreno sopra soletta			321,34	kN/m	Terreno sopra soletta		#####	kN/m	
Soletta			70,47	kN/m	Soletta		-35,23	kN/m	
Piedritto			65,05	kN/m	Piedritto		-32,52	kN/m	
Dente			1,95	kN/m	Dente		-0,98	kN/m	
<b>CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI</b>									
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20
TIPO	ECC - SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00
<b>BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA</b>					<b>BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA</b>				
Braccio spinta verticale		b-S <sub>a</sub>	9,50	m	Braccio Δ spinta orizzontale - terreno	b-ΔS <sub>ae,h</sub>	3,77	m	
Braccio spinta orizzontale - terreno		b-S <sub>h,T</sub>	3,77	m	Peso terreno sopra soletta - orizzontale	b-W <sub>T,in</sub>	6,30	m	
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico		b-S <sub>h,q</sub>	5,65	m	Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,65	m	
Braccio spinta orizzontale - carico stradale		b-S <sub>h,t</sub>	7,12	m	Peso piedritto - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	6,30	m	
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta		b-S <sub>v,q</sub>	6,35	m					
Braccio Peso terreno sopra soletta		b-W <sub>T</sub>	6,09	m					
Braccio Peso soletta		b-W <sub>S</sub>	5,00	m					
Braccio Peso piedritto		b-W <sub>M</sub>	1,57	m					
Braccio peso dente		b-W <sub>D</sub>	9,70	m					
Braccio carico orizzontale 1		b-F <sub>H1</sub>	11,30	m					
Braccio carico orizzontale 2		b-F <sub>H2</sub>	12,30	m					
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>		γ <sub>R</sub>	1,00						
<b>MOMENTO STABILIZZANTE</b>		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	11246,48						
<b>MOMENTO INSTABILIZZANTE</b>		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	5230,88						
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	2,15	> γ <sub>R</sub> - VERIFICATO					

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA										
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)										
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO										
Altezza del piedritto	H	10,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV		
Spessore piedritto	S <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>W</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO	
Larghezza totale soletta	B	10,00	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,38		
Larghezza oltre il piedritto	B*	1,00	m			a <sub>g(SLD)</sub>	0,159	a <sub>g(SLV)</sub>	0,317	
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	7,30	m			S <sub>S</sub>	1,000			
Altezza soletta	S <sub>2</sub>	1,30	m			S <sub>T</sub>	1,200			
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m	ANGOLI						
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m			Φ'	35,00	rad	0,61	
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47	
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	27,00	°			η	90,00	rad	1,57	
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00	
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	Q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	Z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ fondazione		18,09	
Carico da corsia/binario 1 alla base	Q <sub>1,inf</sub>	1,52	kPa	Z <sub>1,inf</sub> [m]	10,00	ξ		5,71	rad	
Carico da corsia/binario 1 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	1,32	kPa	Z <sub>1,fond</sub> [m]	11,30	θ		8,86	rad	
Carico da corsia/binario 2 in sommità	Q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	Z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	Φ-β-θ <sub>K</sub>		26,14		
Carico da corsia/binario 2 alla base	Q <sub>2,inf</sub>	0,60	kPa	Z <sub>2,inf</sub> [m]	10,00					
Carico da corsia/binario 2 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	0,52	kPa	Z <sub>2,fond</sub> [m]	11,30					
Sovraccarichi in superficie uniforme	q	12,32	kPa	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3						
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>			FAV		SFAV		
Inclinazione interna piedritto	α	84,29	°			A1	G1	1,00	1,00	
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°				G2	1,00	1,00	
Inclinazione terreno	β	0,00	°				Q	0,00	1,00	
Angolo d'attrito muro-terreno di fondazione	δ	18,09	fraz	0,67			Qtr	0,00	1,00	
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31					ECC	0,00	0,00	
<b>Parametri pseudo-statici</b>	k <sub>H</sub>	<b>0,145</b>								
	k <sub>V</sub>	<b>-0,072</b>			Alto					
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	K <sub>ae</sub>	<b>0,406</b>			0,41					
CARICHI PERMANENTI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monobolo)					
Spinta orizzontale totale	Sh	468,30	kN/m	ΔSpinta orizzontale	SE	130,62	kN/m			
Spinta verticale	Sv	46,83	kN/m	ΔSpinta verticale	SvE	13,06	kN/m			
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	415,89	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	Sh,TE	117,77	kN/m			
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	Sh,q	42,05	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante	Sh,qE	12,83	kN/m		
Spinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1	10,37	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1E	0,02	kN/m			
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Sv,q	97,79	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	Sh,H2O	0,00	kN/m			
Peso terreno sopra soletta	WT	1482,00	kN/m							
Peso soletta	WS	325,00	kN/m							
Peso piedritto	WM	300,00	kN/m							
Peso dente	WD	9,00	kN/m							
Spinta passiva dente	SPD	212,82	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI					
Terreno sopra soletta		214,23	kN/m	Terreno sopra soletta		-107,11	kN/m			
Soletta		46,98	kN/m	Soletta		-23,49	kN/m			
Piedritto		43,37	kN/m	Piedritto		-21,68	kN/m			
Dente		1,30	kN/m	Dente		-0,65	kN/m			
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI										
TIPO	Q	-	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	
								ψ <sub>11</sub>	0,20	
TIPO	ECC	-	SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	
								ψ <sub>12</sub>	1,00	
								ψ <sub>21</sub>	0,00	
								ψ <sub>22</sub>	1,00	
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>				γ <sub>R</sub>	<b>1,00</b>					
<b>RISULTANTE VERTICALE</b>				N (kN/m)	<b>2120,75</b>					
<b>AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE</b>				T <sub>Rd</sub> (kN/m)	<b>905,58</b>					
<b>AZIONE ORIZZONTALE AGENTE</b>				T <sub>Ed</sub> (kN/m)	<b>904,80</b>					
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>				F <sub>S</sub>	<b>1,00 &gt; γ<sub>R</sub> - VERIFICATO</b>					

- Capacità portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI FORMULA GENERALE DI BRINCH - HANSEN (1970)	
CONDIZIONI DRENATE	$Q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$
Tipo fondazione	Nastriforme
Terreno con falda	No
Peso specifico del terreno di fondazione	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) = 20,00
Peso specifico efficace del terreno di fondazione	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) = 20,00
Angolo di attrito del terreno di fondazione	$\Phi'$ (°) = 27,00
Coesione in condizioni drenate	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) = 0,00
Ricoprimento minimo	$H_{ric}$ (m) = 0,00
Affondamento della fondazione	$D$ (m) = 1,30
Dim. minore fondazione	$B$ (m) = 10,00
Dim. maggiore fondazione	$L$ (m) = 1,00
Carico verticale agente sulla fondazione	$N$ (kN) = 2111,75
Carico orizzontale agente sulla fondazione	$H$ (kN) = 904,80
Momento flettente su B	$M_B$ (kNm) = 3096,90
Momento flettente su L	$M_L$ (kNm) = 0,00
Dim. minore fondazione efficace equivalente	$B'$ (m) = 7,07
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente	$L'$ (m) = 1,00
Azione laterale stabilizzante	$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) = 26,00
Inclinazione intradosso fondazione	$\alpha$ (°) = 0,00
Inclinazione piano campagna	$\beta$ (°) = 0,00
Fattori di capacità portante	$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$ <b>14,47</b>
	$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot (1 + \tan(\phi)) / (1 - \tan(\phi))$ <b>13,20</b>
	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$ <b>23,94</b>
<b>Determinazione dei coefficienti</b>	
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)	
$m = 1,12$	$= [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$
$i_{\gamma} = 0,31$	$i_q = 0,53$ $i_c = 0,50$
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa	
$D/B' = 0,18$	
$d_{\gamma} = 1,00$	
$d_q = 1,06$	per $D/B' \leq 1$
$d_q = 4,17$	per $D/B' > 1$ → $d_q = 1,06$
$d_c = 1,06$	
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione	
$s_{\gamma} = 1,00$	$s_q = 1,00$ $s_c = 1,00$
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione	
$b_{\gamma} = 1,000$	$b_q = 1,000$ $b_c = 1,000$
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna	
$g_{\gamma} = 1,000$	$g_q = 1,000$ $g_c = 1,000$
Fattore parziale resistenza	$\gamma_R$ <b>1,20</b>
PRESSIONE AGENTE	$p$ (kPa) = 298,8
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$q_{lim}$ (kPa) = 421,7
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$(R_d/E_d) = 1,41$ <b>&gt; <math>\gamma_R</math> - VERIFICATO</b>

PROGETTAZIONE ATI:

- Cedimenti

P1				P2 = TOT - P1			
SLE Freq		dati terreno		SLE Freq		dati terreno	
N [kN]	1496,00	coef sovraconsol.	2	N [kN]	982,92	coef sovraconsol.	1
M1 [kNm]	551,76	E [kPa]	50000	M1 [kNm]	-535,38	cedimento Wf [m]	0,05
cedimento Wf [m]				cedimento FINALE (m)			
TOT				P1 + P2 = 0,138			
SLE Freq		dati terreno		SLE Freq		dati terreno	
N [kN]	2478,92	coef sovraconsol.	1	N [kN]	982,92	coef sovraconsol.	1
M1 [kNm]	16,38	E [kPa]	25000	M1 [kNm]	-535,38	cedimento Wf [m]	0,05
cedimento Wf [m]				cedimento FINALE (m)			
TOT				P1 + P2 = 0,138			

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE													
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma^*$ (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	Ko	Poisson' v'
Strato													
LIVELLO I		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30
LIVELLO II		2,00	16,00	18,00	80500	70000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	103500	90000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
LIVELLO II		30,00	-	19,00	103500	90000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
TENSIONE GEOSTATICA:		Gamma w (kN/mc):		Gamma t (kN/mc):		Profondità piano di posa dal p.c. (m):		Tensione verticale geostatica (kPa):					
		0,00		20,00		4,85		97,00					
PARAMETRI GEOMETRICI:		Larghezza fondazione B dir X (m):		Larghezza fondazione L dir Y (m):		Carico verticale N (kN):		Momento X (kNm):		Momento Y (kNm):		Eccentricità del carico in X (m):	
		10,00		1,00		1496,00		551,76		0,00		0,37	
		Eccentricità del carico in Y (m):		Base ridotta fondazione B' (m):		Base ridotta fondazione L' (m):		Carico assiale (kPa):		Carico netto Nnet (kPa):			
		0,00		9,26		1,00		1615,14		1518,14			
TENSIONI INDOTTE:		superficie fondazione di progetto (mq):		superficie fondazione ridotta (mq):		tensione unitaria (kg/cmqa):		tensione max - x (kg/cmqa):		tensione min - x (kg/cmqa):		tensione max - y (kg/cmqa):	
		10,00		9,26		16,15		19,73		12,58		16,15	
		tensione unitaria (kg/cmqa):		tensione max - x (kg/cmqa):		tensione min - x (kg/cmqa):		tensione max - y (kg/cmqa):		tensione min - y (kg/cmqa):			
		16,15		19,73		12,58		16,15		16,15			
CEDIMENTI RISULTANTI		strato -->		1		2		3		TOT			
				0,0581		0,0293		0,0008		0,088 m		VERIFICATO	

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE													
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma^*$ (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	Ko	Poisson' v'
Strato													
LIVELLO I		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30
LIVELLO II		2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
LIVELLO II		30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
TENSIONE GEOSTATICA:		Gamma w (kN/mc):		Gamma t (kN/mc):		Profondità piano di posa dal p.c. (m):		Tensione verticale geostatica (kPa):					
		0,00		20,00		7,85		157,00					
PARAMETRI GEOMETRICI:		Larghezza fondazione B dir X (m):		Larghezza fondazione L dir Y (m):		Carico verticale N (kN):		Momento X (kNm):		Momento Y (kNm):		Eccentricità del carico in X (m):	
		10,00		1,00		982,92		535,38		0,00		0,54	
		Eccentricità del carico in Y (m):		Base ridotta fondazione B' (m):		Base ridotta fondazione L' (m):		Carico assiale (kPa):		Carico netto Nnet (kPa):			
		0,00		8,91		1,00		1103,09		946,09			
TENSIONI INDOTTE:		superficie fondazione di progetto (mq):		superficie fondazione ridotta (mq):		tensione unitaria (kg/cmqa):		tensione max - x (kg/cmqa):		tensione min - x (kg/cmqa):		tensione max - y (kg/cmqa):	
		10,00		8,91		11,03		14,64		7,43		11,03	
		tensione unitaria (kg/cmqa):		tensione max - x (kg/cmqa):		tensione min - x (kg/cmqa):		tensione max - y (kg/cmqa):		tensione min - y (kg/cmqa):			
		11,03		14,64		7,43		11,03		11,03			
CEDIMENTI RISULTANTI		strato -->		1		2		3		TOT			
				0,0360		0,0346		0,0008		0,071 m		VERIFICATO	

PROGETTAZIONE ATI:

## 12.7 MURO H10S – VERIFICHE GEOTECNICHE

### - Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA											
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)											
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO											
Altezza del piedritto (Hp)	Hp	10,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV			
Spessore sommità piedritto (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO		
Larghezza totale soletta (B)	B	10,50	m	Permeabilità:	bassa		β <sub>M</sub>	0,57			
Larghezza oltre il piedritto (Bv)	Bv	1,00	m			a <sub>g</sub> (SLD)	0,159	a <sub>g</sub> (SLV)	0,317		
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	7,80	m			S <sub>g</sub> (SLD)	1,100	S <sub>g</sub> (SLV)	1,100		
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,30	m			S <sub>t</sub> (SLD)	1,000	τ (SLV)	1,000		
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m			ANGOLI					
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m			Φ'	35,00	rad	0,61		
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47		
Angolo di attrito del terreno di riporto	Φ'	35,00	°			η	90,00	rad	1,57		
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00		
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	19,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	0,00	δ	0,00	rad	0,00	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	1,61	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	10,00	Angolo S.A	62,50	rad	1,09	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	1,39	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	11,30	ξ	5,71	rad	0,10	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	1,38	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	5,20	θ	12,45	rad	0,22	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,62	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	10,00	Φ-β-θ <sub>k</sub>	22,55			
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,54	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	11,30	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3				
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	12,32	kPa							
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>c</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>							
Inclinazione interna piedritto		ψ	84,29	°							
Inclinazione esterna piedritto		η	90,00	°							
Inclinazione terreno		β	0,00	°							
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	fraz	0,00						
Coefficiente di spinta attiva		K <sub>A</sub>	0,31								
Parametri pseudo-statici		kh	0,199								
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>se</sub>	0,454								
		k <sub>v</sub>	-0,099								
		K <sub>se</sub>	0,454								
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monono)						
Spinta orizzontale totale	S <sub>H</sub>	471,66	kN/m	ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub>	198,92	kN/m				
Spinta verticale	S <sub>V</sub>	47,17	kN/m	ΔSpinta verticale	S <sub>VE</sub>	19,89	kN/m				
Spinta orizzontale - terreno	S <sub>H,T</sub>	415,89	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>H,TE</sub>	172,48	kN/m				
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	S <sub>H,q</sub>	40,82	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico c	S <sub>H,qE</sub>	18,80	kN/m				
Spinta orizzontale - carico stradale	S <sub>H,q1</sub>	14,95	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	S <sub>H,q1E</sub>	7,64	kN/m				
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	S <sub>V,q</sub>	102,23	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	S <sub>H,H2O</sub>	0,00	kN/m				
Peso terreno sopra soletta	W <sub>T</sub>	1577,00	kN/m								
Peso soletta	W <sub>S</sub>	341,25	kN/m								
Peso piedritto	W <sub>M</sub>	300,00	kN/m								
Peso dente	W <sub>D</sub>	9,00	kN/m								
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI						
Terreno sopra soletta		313,44	kN/m	Terreno sopra soletta		#####	kN/m				
Soletta		67,83	kN/m	Soletta		-33,91	kN/m				
Piedritto		59,63	kN/m	Piedritto		-29,81	kN/m				
Dente		1,79	kN/m	Dente		-0,89	kN/m				
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI											
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC - SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
TIPO	G1 - SFAV	F <sub>H3</sub>	45,68	kN/m		ψ <sub>03</sub>	1,00	ψ <sub>13</sub>	1,00	ψ <sub>23</sub>	1,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA						
Braccio spinta verticale	b-S <sub>a</sub>	10,00	m	Braccio Δ spinta orizzontale - terreno	b-ΔS <sub>ae,h</sub>	3,77	m				
Braccio spinta orizzontale - terreno	b-S <sub>h,T</sub>	3,77	m	Peso terreno sopra soletta - orizzonti	b-W <sub>T,in</sub>	6,30	m				
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico	b-S <sub>h,q</sub>	5,65	m	Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub>	0,65	m				
Braccio spinta orizzontale - carico stradale	b-S <sub>h,t</sub>	8,12	m	Peso piedritto - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub>	6,30	m				
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta	b-S <sub>v,q</sub>	6,60	m								
Braccio Peso terreno sopra soletta	b-W <sub>T</sub>	6,34	m								
Braccio Peso soletta	b-W <sub>S</sub>	5,25	m								
Braccio Peso piedritto	b-W <sub>M</sub>	1,57	m								
Braccio peso dente	b-W <sub>D</sub>	10,20	m								
Braccio carico orizzontale 1	b-F <sub>H1</sub>	11,30	m								
Braccio carico orizzontale 2	b-F <sub>H2</sub>	12,30	m								
Braccio carico orizzontale 3	b-F <sub>H3</sub>	1,00	m								
COEFFICIENTE PARZIALE		γ <sub>R</sub>	1,00								
MOMENTO STABILIZZANTE		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	12476,02								
MOMENTO INSTABILIZZANTE		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	5176,51								
FATTORE DI SICUREZZA		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	2,41								

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA													
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)													
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO													
Altezza del piedritto	H	10,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV					
Spessore piedritto	S <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO				
Larghezza totale soletta	B	10,50	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,38					
Larghezza oltre il piedritto	B*	1,00	m			a <sub>g(SLD)</sub>	0,159	a <sub>g(SLV)</sub>	0,317				
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	7,80	m			S <sub>S</sub>	1,100						
Altezza soletta	S <sub>2</sub>	1,30	m			S <sub>T</sub>	1,000						
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m	ANGOLI									
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m			Φ'	35,00	rad	0,61				
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47				
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	27,00	°			η	90,00	rad	1,57				
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00				
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	Q <sub>1,sup</sub>	19,98	kPa	Z <sub>1,sup</sub> [m]	0,00	δ fondazione		18,09				
Carico da corsia/binario 1 alla base		Q <sub>1,inf</sub>	1,61	kPa	Z <sub>1,inf</sub> [m]	10,00	ξ		5,71				
Carico da corsia/binario 1 fondazione		Q <sub>1,fond</sub>	1,39	kPa	Z <sub>1,fond</sub> [m]	11,30	θ		8,08				
Carico da corsia/binario 2 in sommità		Q <sub>2,sup</sub>	1,38	kPa	Z <sub>2,sup</sub> [m]	5,20	Φ-β-θ <sub>K</sub>		26,92				
Carico da corsia/binario 2 alla base		Q <sub>2,inf</sub>	0,62	kPa	Z <sub>2,inf</sub> [m]	10,00							
Carico da corsia/binario 2 fondazione		Q <sub>2,fond</sub>	0,54	kPa	Z <sub>2,fond</sub> [m]	11,30							
Sovraccarichi in superficie uniforme	q	12,32	kPa	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3									
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>					FAV	SFAV				
Inclinazione interna piedritto	α	84,29	°			A1	G1	1,00	1,00				
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°				G2	1,00	1,00				
Inclinazione terreno	β	0,00	°				Q	0,00	1,00				
Angolo d'attrito muro-terreno di fondazione	δ	18,09	fraz 0,67				Qtr	0,00	1,00				
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31					ECC	0,00	0,00				
<b>Parametri pseudo-statici</b>	k <sub>H</sub>	<b>0,133</b>											
	k <sub>V</sub>	<b>-0,066</b>		Alto									
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	K <sub>ae</sub>	<b>0,396</b>		0,40									
CARICHI PERMANENTI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Mononobe)								
Spinta orizzontale totale	Sh	473,71	kN/m	ΔSpinta orizzontale		SE	118,19	kN/m					
Spinta verticale	Sv	47,37	kN/m	ΔSpinta verticale		SvE	11,82	kN/m					
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	415,89	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno		Sh,TE	106,56	kN/m					
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	Sh,q	42,32	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico costante		Sh,qE	11,61	kN/m				
Spinta orizzontale - carico stradale		Sh,q1	15,50	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale		Sh,q1E	0,02	kN/m				
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		Sv,q	105,99	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O		Sh,H2O	0,00	kN/m				
Peso terreno sopra soletta	WT	1577,00	kN/m										
Peso soletta	WS	341,25	kN/m										
Peso piedritto	WM	300,00	kN/m										
Peso dente	WD	9,00	kN/m										
Spinta passiva dente	SPD	212,82	kN/m										
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI								
Terreno sopra soletta		208,96	kN/m	Terreno sopra soletta			-104,48	kN/m					
Soletta		45,22	kN/m	Soletta			-22,61	kN/m					
Piedritto		39,75	kN/m	Piedritto			-19,88	kN/m					
Dente		1,19	kN/m	Dente			-0,60	kN/m					
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI													
TIPO	Q	-	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	-vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC	-	SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	-urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
TIPO	G1	-	SFAV	F <sub>H3</sub>	45,68	kN/m		ψ <sub>03</sub>	1,00	ψ <sub>13</sub>	1,00	ψ <sub>23</sub>	1,00
<b>COEFFICIENTE PARZIALE</b>				Y <sub>R</sub>	<b>1,00</b>								
<b>RISULTANTE VERTICALE</b>				N (kN/m)	<b>2244,86</b>								
<b>AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE</b>				T <sub>Rd</sub> (kN/m)	<b>946,12</b>								
<b>AZIONE ORIZZONTALE AGENTE</b>				T <sub>Ed</sub> (kN/m)	<b>932,70</b>								
<b>FATTORE DI SICUREZZA</b>				F <sub>S</sub>	<b>1,01 &gt; yr - VERIFICATO</b>								

- Capacità portante

CONDIZIONI DRENATE		$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$	
Tipo fondazione		Nastriforme	
Terreno con falda		No	
Peso specifico del terreno di fondazione		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00
Peso specifico efficace del terreno di fondazione		$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00
Angolo di attrito del terreno di fondazione		$\Phi'$ (°) =	27,00
Coesione in condizioni drenate		$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0,00
Ricoprimento minimo		$H_{ric}$ (m) =	0,00
Affondamento della fondazione		$D$ (m) =	1,30
Dim. minore fondazione		$B$ (m) =	10,50
Dim. maggiore fondazione		$L$ (m) =	1,00
Carico verticale agente sulla fondazione		$N$ (kN) =	2235,86
Carico orizzontale agente sulla fondazione		$H$ (kN) =	932,70
Momento flettente su B		$M_B$ (kNm) =	3036,08
Momento flettente su L		$M_L$ (kNm) =	0,00
Dim. minore fondazione efficace equivalente		$B'$ (m) =	7,78
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente		$L'$ (m) =	1,00
Azione laterale stabilizzante		$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	26,00
Inclinazione intradosso fondazione		$\alpha$ (°) =	0,00
Inclinazione piano campagna		$\beta$ (°) =	0,00
Fattori di capacità portante		$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$	14,47
		$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot (1 + \tan(\phi)) / (1 - \tan(\phi))$	13,20
		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$	23,94
<b>Determinazione dei coefficienti</b>			
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)			
$m = 1,11$	$= [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$	$i_q = 0,55$	$i_c = 0,51$
$i_{\gamma} = 0,32$			
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa			
$D/B' = 0,17$			
$d_{\gamma} = 1,00$			
$d_q = 1,05$	per $D/B' \leq 1$		
$d_q = 3,88$	per $D/B' > 1$	$d_q = 1,05$	
$d_c = 1,05$			
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione			
$s_{\gamma} = 1,00$		$s_q = 1,00$	$s_c = 1,00$
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione			
$b_{\gamma} = 1,000$		$b_q = 1,000$	$b_c = 1,000$
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna			
$g_{\gamma} = 1,000$		$g_q = 1,000$	$g_c = 1,000$
Fattore parziale resistenza		$\gamma_R$	1,20
PRESSIONE AGENTE		$p$ (kPa) =	287,2
CAPACITA' PORTANTE LIMITE		$q_{lim}$ (kPa) =	465,5
COEFFICIENTE DI SICUREZZA		$(R_d/E_d) = 1,62$	> $\gamma_R$ - VERIFICATO

PROGETTAZIONE ATI:

- Cedimenti

P1		dati terreno		P2 = TOT - P1	
<b>SLE Freq</b>				<b>SLE Freq</b>	
N [kN]	1546,54	coef sovraconsol.	2	N [kN]	1979,71
M1 [kNm]	595,85	E [kPa]	50000	coef sovraconsol.	1
		cedimento Wf [m]	0,094		
TOT					
<b>SLE Freq</b>					
N [kN]	3526,25	coef sovraconsol.	1		
M1 [kNm]	1336,81	E [kPa]	25000	cedimento Wf [m]	0,162
				cedimento FINALE (m)	
				P1 + P2 =	0,256

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE												
PARAMETRI GEOTECNICI:	profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma \cdot t'$ (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	Ko	Poisson' v'
Strato												
LIVELLO I	0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30
LIVELLO II	2,00	16,00	18,00	80500	70000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37
LIVELLO II	18,00	12,00	19,00	103500	90000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
LIVELLO II	30,00	-	19,00	103500	90000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
TENSIONE GEOSTATICA:												
Gamma w (kN/mc):	0,00											
Gamma t' (kN/mc):	20,00											
Profondità piano di posa dal p.c. (m):	4,80											
Tensione verticale geostatica (kPa):	96,00											
PARAMETRI GEOMETRICI:												
Larghezza fondazione B dir X (m):	10,50											
Larghezza fondazione L dir Y (m):	1,00											
Carico verticale N (kN):	1546,54											
Momento X (kNm):	595,85											
Momento Y (kNm):	0,00											
Eccentricità del carico in X (m):	0,39											
Eccentricità del carico in Y (m):	0,00											
Base ridotta fondazione B' (m):	9,73											
Base ridotta fondazione L' (m):	1,00											
Carico assiale (kPa):	1669,02											
Carico netto Nnet (kPa):	1573,02											
CEDIMENTI RISULTANTI												
Cedimento finale:	strato -->	1	2	3	TOT							
		0,0606	0,0326	0,0009	0,094 m	VERIFICATO						

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE												
PARAMETRI GEOTECNICI:	profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma \cdot t'$ (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	Ko	Poisson' v'
Strato												
LIVELLO I	0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30
LIVELLO II	2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37
LIVELLO II	18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
LIVELLO II	30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
TENSIONE GEOSTATICA:												
Gamma w (kN/mc):	0,00											
Gamma t' (kN/mc):	20,00											
Profondità piano di posa dal p.c. (m):	6,85											
Tensione verticale geostatica (kPa):	137,00											
PARAMETRI GEOMETRICI:												
Larghezza fondazione B dir X (m):	10,50											
Larghezza fondazione L dir Y (m):	1,00											
Carico verticale N (kN):	1979,71											
Momento X (kNm):	740,96											
Momento Y (kNm):	0,00											
Eccentricità del carico in X (m):	0,37											
Eccentricità del carico in Y (m):	0,00											
Base ridotta fondazione B' (m):	9,75											
Base ridotta fondazione L' (m):	1,00											
Carico assiale (kPa):	2131,68											
Carico netto Nnet (kPa):	1994,68											
CEDIMENTI RISULTANTI												
Cedimento finale:	strato -->	1	2	3	TOT							
		0,0768	0,0829	0,0023	0,162 m	VERIFICATO						

PROGETTAZIONE ATI:

## 12.8 MURO H11 – VERIFICHE GEOTECNICHE

### - Ribaltamento

VERIFICA A RIBALTAMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA											
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)											
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO											
Altezza del piedritto (Hp)	Hp	11,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV			
Spessore sommità piedritto (Bc-b)	s <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>w</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO		
Larghezza totale soletta (B)	B	11,50	m	Permeabilità:	bassa		β <sub>M</sub>	0,57			
Larghezza oltre il piedritto (Bv)	Bv	1,00	m	a <sub>g</sub> (SLD)	0,159	a <sub>g</sub> (SLV)	0,317				
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	8,70	m	S <sub>s</sub> (SLD)	1,000	s (SLV)	1,000				
Altezza soletta (Hf)	s <sub>2</sub>	1,30	m	S <sub>T</sub> (SLD)	1,200	τ (SLV)	1,200				
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m	ANGOLI							
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m	Φ'	35,00	rad	0,61				
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>	ψ	84,29	rad	1,47				
Angolo di attrito del terreno di riporto	Φ'	35,00	°	η	90,00	rad	1,57				
Coesione in condizioni drenate	c'	0,00	kPa	β	0,00	rad	0,00				
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ	0,00	rad	0,00	
Carico da corsia/binario 1 alla base		q <sub>1,inf</sub>	1,37	kPa	z <sub>1,inf</sub> [m]	11,00	Angolo S.A	62,50	rad	1,09	
Carico da corsia/binario 1 fondazione		q <sub>1,fond</sub>	1,20	kPa	z <sub>1,fond</sub> [m]	12,30	ξ	5,71	rad	0,10	
Carico da corsia/binario 2 in sommità		q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ	13,67	rad	0,24	
Carico da corsia/binario 2 alla base		q <sub>2,inf</sub>	0,53	kPa	z <sub>2,inf</sub> [m]	11,00	Φ-β-θ <sub>x</sub>	21,33			
Carico da corsia/binario 2 fondazione		q <sub>2,fond</sub>	0,47	kPa	z <sub>2,fond</sub> [m]	12,30					
Sovraccarichi in superficie uniforme	Presente	q	12,32	kPa							
Peso specifico calcestruzzo		γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>							
Inclinazione interna piedritto		ψ	84,29	°							
Inclinazione esterna piedritto		η	90,00	°							
Inclinazione terreno		β	0,00	°							
Angolo d'attrito muro-terreno		δ	0,00	fraz	0,00						
Coefficiente di spinta attiva		KA	0,31								
Parametri pseudo-statici		kh	0,217								
		k <sub>v</sub>	-0,108								
Delta coefficiente di spinta sismica		K <sub>se</sub>	0,472	↑	Alto	0,93					
				0,47		0,91					
CARICHI PERMANENTI - CARATTERISTICI					CARICHI PERMANENTI - SISMICA (Spostamento libero - Monono)						
Spinta orizzontale totale		S <sub>h</sub>	542,97	kN/m	ΔSpinta orizzontale	S <sub>E</sub> 255,06 kN/m					
Spinta verticale		S <sub>v</sub>	54,30	kN/m	ΔSpinta verticale	S <sub>v,E</sub> 25,51 kN/m					
Spinta orizzontale - terreno		S <sub>h,T</sub>	488,72	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno	S <sub>h,TE</sub> 226,24 kN/m					
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	S <sub>h,q</sub>	43,81	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico c	S <sub>h,qE</sub> 22,74 kN/m					
Spinta orizzontale - carico stradale		S <sub>h,q1</sub>	10,44	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale	S <sub>h,q1E</sub> 6,08 kN/m					
Spinta verticale su soletta - sovraccarico		S <sub>v,q</sub>	110,30	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O	S <sub>h,H2O</sub> 0,00 kN/m					
Peso terreno sopra soletta		W <sub>T</sub>	1933,25	kN/m							
Peso soletta		W <sub>S</sub>	373,75	kN/m							
Peso piedritto		W <sub>M</sub>	343,75	kN/m							
Peso dente		W <sub>D</sub>	9,00	kN/m							
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI						
Terreno sopra soletta			419,18	kN/m	Terreno sopra soletta	##### kN/m					
Soletta			81,04	kN/m	Soletta	-40,52 kN/m					
Piedritto			74,53	kN/m	Piedritto	-37,27 kN/m					
Dente			1,95	kN/m	Dente	-0,98 kN/m					
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI - CARATTERISTICI											
TIPO	Q - SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60	ψ <sub>11</sub>	0,20	ψ <sub>21</sub>	0,00
TIPO	ECC - SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00	ψ <sub>12</sub>	1,00	ψ <sub>22</sub>	1,00
BRACCI DELLE FORZE - CR PIEDE SOLETTA					BRACCI DELLE FORZE SISMICHE - CR PIEDE SOLETTA						
Braccio spinta verticale		b-S <sub>a</sub>	10,95	m	Braccio Δ spinta orizzontale - terreno	b-ΔS <sub>ae,h</sub> 4,10 m					
Braccio spinta orizzontale - terreno		b-S <sub>h,T</sub>	4,10	m	Peso terreno sopra soletta - orizzontale	b-W <sub>T,in</sub> 6,80 m					
Braccio spinta orizzontale - sovraccarico		b-S <sub>h,q</sub>	6,15	m	Peso soletta - orizzontale	b-W <sub>S,in</sub> 0,65 m					
Braccio spinta orizzontale - carico stradale		b-S <sub>h,t</sub>	7,83	m	Peso piedritto - orizzontale	b-W <sub>M,in</sub> 6,80 m					
Braccio spinta verticale - sovraccarico su soletta		b-S <sub>v,q</sub>	7,15	m							
Braccio Peso terreno sopra soletta		b-W <sub>T</sub>	6,87	m							
Braccio Peso soletta		b-W <sub>S</sub>	5,75	m							
Braccio Peso piedritto		b-W <sub>M</sub>	1,58	m							
Braccio peso dente		b-W <sub>D</sub>	11,20	m							
Braccio carico orizzontale 1		b-F <sub>H1</sub>	12,30	m							
Braccio carico orizzontale 2		b-F <sub>H2</sub>	13,30	m							
COEFFICIENTE PARZIALE		γ <sub>R</sub>	1,00								
MOMENTO STABILIZZANTE		M <sub>STAB</sub> (kNm/m)	15994,88								
MOMENTO INSTABILIZZANTE		M <sub>INST</sub> (kNm/m)	6879,97								
FATTORE DI SICUREZZA		R <sub>d</sub> /E <sub>d</sub>	2,32	> γ <sub>R</sub> - VERIFICATO							

PROGETTAZIONE ATI:

- Scorrimento

VERIFICA A SCORRIMENTO DI UN MURO DI SOSTEGNO A MENSOLA									
In accordo con D.M. 17/01/2018 (NTC 2018)									
GEOMETRIA E CARATTERISTICHE TERRENO									
Altezza del piedritto	H	11,00	m	Spinta falda?	No	STATO LIMITE		SLV	
Spessore piedritto	S <sub>1</sub>	0,70	m	H <sub>W</sub>	-5,00	m	SPOSTAMENTO LATERALE		LIBERO
Larghezza totale soletta	B	11,50	m	Permeabilità:	bassa	β <sub>M</sub>		0,38	
Larghezza oltre il piedritto	B*	1,00	m			a <sub>g(SLD)</sub>	0,159	a <sub>g(SLV)</sub>	0,317
Larghezza piedritto a monte del paramento (Bm)	Bm	8,70	m			S <sub>S</sub>	1,000		
Altezza soletta	S <sub>2</sub>	1,30	m			S <sub>T</sub>	1,200		
Altezza dente (Hd)	Hd	0,60	m	ANGOLI					
Larghezza dente (Bd)	Bd	0,60	m			Φ'	35,00	rad	0,61
Peso specifico del terreno di riporto	γ	19,00	kN/m <sup>3</sup>			ψ	84,29	rad	1,47
Angolo di attrito del terreno di fondazione	Φ'	27,00	°			η	90,00	rad	1,57
Coesione in condizioni drenate terreno di fondazione	c'	0,00	kPa			β	0,00	rad	0,00
Carico da corsia/binario 1 in sommità	Strada	Q <sub>1,sup</sub>	10,98	kPa	Z <sub>1,sup</sub> [m]	0,87	δ		0,00
Carico da corsia/binario 1 alla base	Q <sub>1,inf</sub>	1,37	kPa	Z <sub>1,inf</sub> [m]	11,00	δ fondazione		18,09	rad
Carico da corsia/binario 1 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	1,20	kPa	Z <sub>1,fond</sub> [m]	12,30	ξ		5,71	rad
Carico da corsia/binario 2 in sommità	Q <sub>2,sup</sub>	1,15	kPa	Z <sub>2,sup</sub> [m]	6,06	θ		8,86	rad
Carico da corsia/binario 2 alla base	Q <sub>2,inf</sub>	0,53	kPa	Z <sub>2,inf</sub> [m]	11,00	Φ-β-θ <sub>K</sub>		26,14	
Carico da corsia/binario 2 fondazione	Q <sub>1,fond</sub>	0,47	kPa	Z <sub>2,fond</sub> [m]	12,30	COEFFICIENTI PARZIALI - A1+M1+R3			
Sovraccarichi in superficie uniforme	q	12,32	kPa					FAV	SFAV
Peso specifico calcestruzzo	γ <sub>C</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>					1,00	1,00
Inclinazione interna piedritto	α	84,29	°					1,00	1,00
Inclinazione esterna piedritto	η	90,00	°					0,00	1,00
Inclinazione terreno	β	0,00	°					0,00	1,00
Angolo d'attrito muro-terreno di fondazione	δ	18,09	fraz	0,67					0,00
Coefficiente di spinta attiva	KA	0,31							0,00
<b>Parametri pseudo-statici</b>	k <sub>H</sub>	<b>0,145</b>							
	k <sub>V</sub>	<b>-0,072</b>							
<b>Delta coefficiente di spinta sismica</b>	K <sub>ae</sub>	<b>0,406</b>							
CARICHI PERMANENTI									
Spinta orizzontale totale	Sh	545,16	kN/m	CARICHI PERMANENTI - SISMICA		(Spostamento libero - Monobobe)			
Spinta verticale	Sv	54,52	kN/m	ΔSpinta orizzontale		SE	152,33	kN/m	
Spinta orizzontale - terreno	Sh,T	488,72	kN/m	ΔSpinta verticale		SvE	15,23	kN/m	
Spinta orizzontale - sovraccarico costante	Terreno	Sh,q	45,58	kN/m	ΔSpinta orizzontale - terreno		Sh,TE	138,39	kN/m
Spinta orizzontale - carico stradale	Sh,q1	10,86	kN/m	ΔSpinta orizzontale - sovraccarico coste		Sh,qE	13,91	kN/m	
Spinta verticale su soletta - sovraccarico	Sv,q	114,77	kN/m	ΔSpinta orizzontale - carico stradale		Sh,q1E	0,02	kN/m	
Peso terreno sopra soletta	WT	1933,25	kN/m	ΔSpinta orizzontale - H2O		Sh,H2O	0,00	kN/m	
Peso soletta	WS	373,75	kN/m						
Peso piedritto	WM	343,75	kN/m						
Peso dente	WD	9,00	kN/m						
Spinta passiva dente	SPD	231,17	kN/m						
FORZE D'INERZIA ORIZZONTALI					FORZE D'INERZIA VERTICALI				
Terreno sopra soletta		279,46	kN/m	Terreno sopra soletta			-139,73	kN/m	
Soletta		54,03	kN/m	Soletta			-27,01	kN/m	
Piedritto		49,69	kN/m	Piedritto			-24,84	kN/m	
Dente		1,30	kN/m	Dente			-0,65	kN/m	
CARICHI ORIZZONTALI CONCENTRATI									
TIPO	Q	-	SFAV	F <sub>H1</sub>	7,44	kN/m	- vento	ψ <sub>01</sub>	0,60
TIPO	ECC	-	SFAV	F <sub>H2</sub>	25,00	kN/m	- urto	ψ <sub>02</sub>	1,00
								ψ <sub>11</sub>	0,20
								ψ <sub>21</sub>	0,00
								ψ <sub>12</sub>	1,00
								ψ <sub>22</sub>	1,00
COEFFICIENTE PARZIALE				γ <sub>R</sub>	1,00				
RISULTANTE VERTICALE				N (kN/m)	2652,04				
AZIONE ORIZZONTALE RESISTENTE				T <sub>Rd</sub> (kN/m)	1097,47				
AZIONE ORIZZONTALE AGENTE				T <sub>Ed</sub> (kN/m)	1081,96				
FATTORE DI SICUREZZA				F <sub>S</sub>	1,01	> γ <sub>R</sub> - VERIFICATO			

- Capacità portante

CONDIZIONI DRENATE		$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot s_q \cdot b_q \cdot g_q + c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c$	
Tipo fondazione		Nastriforme	
Terreno con falda		No	
Peso specifico del terreno di fondazione		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00
Peso specifico efficace del terreno di fondazione		$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> ) =	20,00
Angolo di attrito del terreno di fondazione		$\Phi'$ (°) =	27,00
Coesione in condizioni drenate		$c'$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	0,00
Ricoprimento minimo		$H_{ric}$ (m) =	0,00
Affondamento della fondazione		$D$ (m) =	1,30
Dim. minore fondazione		$B$ (m) =	11,50
Dim. maggiore fondazione		$L$ (m) =	1,00
Carico verticale agente sulla fondazione		$N$ (kN) =	2643,04
Carico orizzontale agente sulla fondazione		$H$ (kN) =	1081,96
Momento flettente su B		$M_B$ (kNm) =	4092,63
Momento flettente su L		$M_L$ (kNm) =	0,00
Dim. minore fondazione efficace equivalente		$B'$ (m) =	8,40
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente		$L'$ (m) =	1,00
Azione laterale stabilizzante		$q$ (kN/m <sup>2</sup> ) =	26,00
Inclinazione intradosso fondazione		$\alpha$ (°) =	0,00
Inclinazione piano campagna		$\beta$ (°) =	0,00
Fattori di capacità portante		$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$	14,47
		$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot (1 + \tan(\phi)) / (1 - \tan(\phi))$	13,20
		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$	23,94
<b>Determinazione dei coefficienti</b>			
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)			
$m =$	1,10	$= [2 + (B'/L)] / [1 + (B'/L)]$	
$i_{\gamma} =$	0,33	$i_q =$	0,56
		$i_c =$	0,52
Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa			
$D/B' =$	0,15		
$d_{\gamma} =$	1,00		
$d_q =$	1,05	per $D/B' \leq 1$	
$d_q =$	3,67	per $D/B' > 1$	$d_q =$ 1,05
$d_c =$	1,05		
Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione			
$s_{\gamma} =$	1,00	$s_q =$	1,00
		$s_c =$	1,00
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione			
$b_{\gamma} =$	1,000	$b_q =$	1,000
		$b_c =$	1,000
Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna			
$g_{\gamma} =$	1,000	$g_q =$	1,000
		$g_c =$	1,000
Fattore parziale resistenza		$\gamma_R$	1,20
PRESSIONE AGENTE		$p$ (kPa) =	314,5
CAPACITA' PORTANTE LIMITE		$q_{lim}$ (kPa) =	503,1
COEFFICIENTE DI SICUREZZA		$(R_d/E_d) =$	1,60
			> $\gamma_R$ - VERIFICATO

PROGETTAZIONE ATI:

- Cedimenti

P1				P2 = TOT - P1			
<b>SLE Freq</b>		dati terreno		<b>SLE Freq</b>		dati terreno	
N [kN]	1915,06	coef sovraconsol.	2	N [kN]	1155,02	coef sovraconsol.	1
M1 [kNm]	720,13	E [kPa]	50000	M1 [kNm]	-537,01	cedimento Wf [m]	0,095
cedimento Wf [m]				cedimento FINALE (m)			
0,123				P1 + P2 = 0,218			
TOT							
<b>SLE Freq</b>		dati terreno					
N [kN]	3070,08	coef sovraconsol.	1				
M1 [kNm]	183,12	E [kPa]	25000				

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE													
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma \cdot t'$ (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	Ko	Poisson' v'
Strato													
LIVELLO I		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30
LIVELLO II		2,00	16,00	18,00	80500	70000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	103500	90000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
LIVELLO II		30,00	-	19,00	103500	90000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
TENSIONE GEOSTATICA:		Gamma w (kN/mc):		0,00		Resistenza caratteristica del cls (kg/cm <sup>2</sup> ):		350		Modulo elastico del cls (kPa):		3,26E+07	
Gamma t' (kN/mc):		20,00		Profondità piano di posa dal p.c. (m):		5,85		Coeff. di Poisson del terreno:		0,30		Coeff. di Poisson del cls:	
Tensione verticale geostatica (kPa):		117,00		Coeff. di Poisson del cls:		0,30		Coeff. fondazione rigida (Kr):		5		Spessore minimo fondazione rigida (m):	
117,00		117,00		Coeff. di Poisson del cls:		0,30		Coeff. di Winkler finale (kN/mc):		15757			
PARAMETRI GEOMETRICI:		Larghezza fondazione B dir X (m):		11,50		TENSIONI INDOTTE:		superficie fondazione di progetto (mq):		11,50		superficie fondazione ridotta (mq):	
Larghezza fondazione L dir Y (m):		1,00		Momento X (kNm):		720,13		fensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):		20,49		tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):	
Carico verticale N (kN):		1915,06		Momento Y (kNm):		0,00		tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):		16,47		fensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):	
Momento X (kNm):		720,13		Eccentricità del carico in X (m):		0,38		tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):		20,49		tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):	
Momento Y (kNm):		0,00		Eccentricità del carico in Y (m):		0,00		20,49		20,49		20,49	
Eccentricità del carico in X (m):		0,38		Base ridotta fondazione B' (m):		10,75							
Eccentricità del carico in Y (m):		0,00		Base ridotta fondazione L' (m):		1,00							
Base ridotta fondazione B' (m):		10,75		Carico assiale (kPa):		2049,06							
Base ridotta fondazione L' (m):		1,00		Carico netto Nnet (kPa):		1932,06							
Carico assiale (kPa):		2049,06											
Carico netto Nnet (kPa):		1932,06											
CEDIMENTI RISULTANTI		strato -->		1		2		3		TOT			
Cedimento finale:		0,0753		0,0459		0,0015		0,123 m		VERIFICATO			

CALCOLO CEDIMENTI ELASTICI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RIGIDE													
PARAMETRI GEOTECNICI:		profondità testa (m)	spessore strato (m)	$\gamma \cdot t'$ (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson v	Poisson' v'	$\Phi'$	sen $\Phi'$	OCR	Ko	Poisson' v'
Strato													
LIVELLO I		0,00	2,00	20,00	28750	25000	0,30	0,30	29	0,48	1	0,52	0,30
LIVELLO II		2,00	16,00	18,00	40250	35000	0,25	0,37	25	0,42	1	0,58	0,37
LIVELLO II		18,00	12,00	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
LIVELLO II		30,00	-	19,00	51750	45000	0,25	0,37	24	0,41	1	0,59	0,37
TENSIONE GEOSTATICA:		Gamma w (kN/mc):		0,00		Resistenza caratteristica del cls (kg/cm <sup>2</sup> ):		350		Modulo elastico del cls (kPa):		3,26E+07	
Gamma t' (kN/mc):		20,00		Profondità piano di posa dal p.c. (m):		7,85		Coeff. di Poisson del terreno:		0,30		Coeff. di Poisson del cls:	
Tensione verticale geostatica (kPa):		157,00		Coeff. di Poisson del cls:		0,30		Coeff. fondazione rigida (Kr):		5		Spessore minimo fondazione rigida (m):	
157,00		157,00		Coeff. di Poisson del cls:		0,30		Coeff. di Winkler finale (kN/mc):		11525			
PARAMETRI GEOMETRICI:		Larghezza fondazione B dir X (m):		11,50		TENSIONI INDOTTE:		superficie fondazione di progetto (mq):		11,50		superficie fondazione ridotta (mq):	
Larghezza fondazione L dir Y (m):		1,00		Momento X (kNm):		537,01		fensione unitaria (kg/cm <sup>2</sup> ):		12,57		tensione max - x (kg/cm <sup>2</sup> ):	
Carico verticale N (kN):		1155,02		Momento Y (kNm):		0,00		tensione min - x (kg/cm <sup>2</sup> ):		9,52		fensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):	
Momento X (kNm):		537,01		Eccentricità del carico in X (m):		0,46		tensione max - y (kg/cm <sup>2</sup> ):		12,57		tensione min - y (kg/cm <sup>2</sup> ):	
Momento Y (kNm):		0,00		Eccentricità del carico in Y (m):		0,00		12,57		12,57		12,57	
Eccentricità del carico in X (m):		0,46		Base ridotta fondazione B' (m):		10,57							
Eccentricità del carico in Y (m):		0,00		Base ridotta fondazione L' (m):		1,00							
Base ridotta fondazione B' (m):		10,57		Carico assiale (kPa):		1256,63							
Base ridotta fondazione L' (m):		1,00		Carico netto Nnet (kPa):		1099,63							
Carico assiale (kPa):		1256,63											
Carico netto Nnet (kPa):		1099,63											
CEDIMENTI RISULTANTI		strato -->		1		2		3		TOT			
Cedimento finale:		0,0428		0,0510		0,0016		0,095 m		VERIFICATO			

PROGETTAZIONE ATI:

### **13. CONCLUSIONI**

Con riferimento al Par. 10.2 delle NTC2018, per il controllo del modello e degli ordini di grandezza delle sollecitazioni negli elementi, sono stati eseguiti controlli e confronti utilizzando schemi semplificati.

Sulla base delle verifiche condotte confronti con modelli semplificati si ritiene il modello di calcolo predisposto adeguato ed i risultati con esso ottenuti attendibili. Inoltre il valore dei cedimenti elastici presenti non compromettono la funzionalità della sovrastruttura