

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>3</u>
2.	<u>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</u>	<u>5</u>
3.	<u>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>7</u>
4.	<u>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	<u>8</u>
4.1	CALCESTRUZZO.....	8
4.2	ACCIAIO	8
4.3	ULTERIORI SPECIFICHE RELATIVE AI MATERIALI	9
4.3.1	<i>Calcestruzzo</i>	9
5.	<u>STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>12</u>
5.1	PARAMETRI DEL TERRENO	12
5.2	LIVELLO DI FALDA.....	13
5.3	DEFINIZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO	13
6.	<u>VALUTAZIONE SISMICA.....</u>	<u>15</u>
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>	19
6.5.2	<i>Spinta delle terre in condizione sismica.....</i>	19
6.5.3	<i>Forze d'inerzia.....</i>	20
6.5.4	<i>Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche.....</i>	20
7.	<u>CRITERI DI PROGETTAZIONE E COMBINAZIONI DI CALCOLO</u>	<u>21</u>
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>	24
7.3.2	<i>Verifiche a taglio.....</i>	25
7.3.3	<i>Verifica a fessurazione (SLE).....</i>	26
7.3.4	<i>Verifica di deformabilità (SLE).....</i>	29
7.3.5	<i>Verifica delle tensioni (SLE)</i>	29
7.4	CRITERI PER LA VERIFICA GEOTECNICA DELLE SEZIONI	30
7.4.1	<i>Verifica di capacità portante dell'insieme fondazione-terreno (superficiale).....</i>	30
7.4.2	<i>Stima dei cedimenti immediati.....</i>	30

PROGETTAZIONE ATI:

8.	IMPOSTAZIONE DEL MODELLO	32
8.1	PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO	32
8.2	SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA.....	33
8.3	CARICHI ELEMENTARI	35
8.4	SEZIONI DI VERIFICA.....	36
9.	ANALISI DEI CARICHI	37
9.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)	37
9.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2).....	37
9.2.1	<i>Pavimentazione stradale</i>	<i>37</i>
9.2.2	<i>Spinta statica del terreno.....</i>	<i>38</i>
9.2.3	<i>Spinta a riposo da sovraccarichi.....</i>	<i>41</i>
9.3	CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO (Q _T).....	43
9.3.1	<i>Schema di carico e Carichi Mobili.....</i>	<i>43</i>
9.3.2	<i>Azione di frenatura</i>	<i>46</i>
9.4	CARICHI DA DEFORMAZIONI E VARIABILI (Q).....	47
9.4.1	<i>Ritiro e viscosità.....</i>	<i>47</i>
9.4.2	<i>Azioni termiche.....</i>	<i>49</i>
9.5	CARICHI SISMICI.....	53
10.	RISULTATI DEI MODELLI.....	55
10.1	RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI	55
10.2	INCIDENZE	57
10.3	DIAGRAMMI DI INVILUPPO	57
11.	VERIFICHE STRUTTURALI	64
11.1	SOLETTA INFERIORE	64
11.2	PIEDRITTO.....	76
12.1	SOLETTA SUPERIORE	88
12.2	CORDOLO	100
12.2.1	<i>Verifica strutturali del cordolo</i>	<i>101</i>
12.	VERIFICHE GEOTECNICHE	103
13.	CONCLUSIONI.....	105

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 sottopassaggi Deviazione 2 e Deviazione 3 posti sull'asse della viabilità principale, poco più a sud del viadotto sul Fiume Tevere, avente fondazione diretta: le misure di altezza e larghezza interna dello scatolare sono conformi agli spazi necessari per il passaggio dei mezzi e l'inserimento di eventuali impianti al di sotto del piano stradale.



Figura 1-1: Ubicazione delle opere



Figura 1-2: Stralicio planimetrico dell'asse principale ed ubicazione sottovia

Il documento è così articolato:

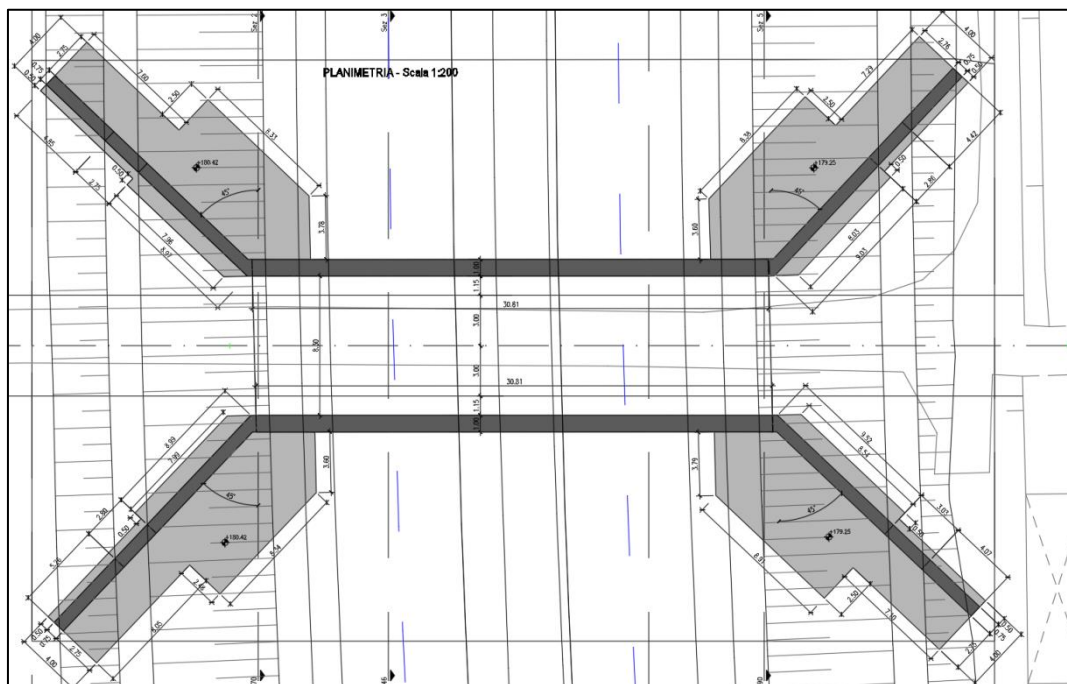
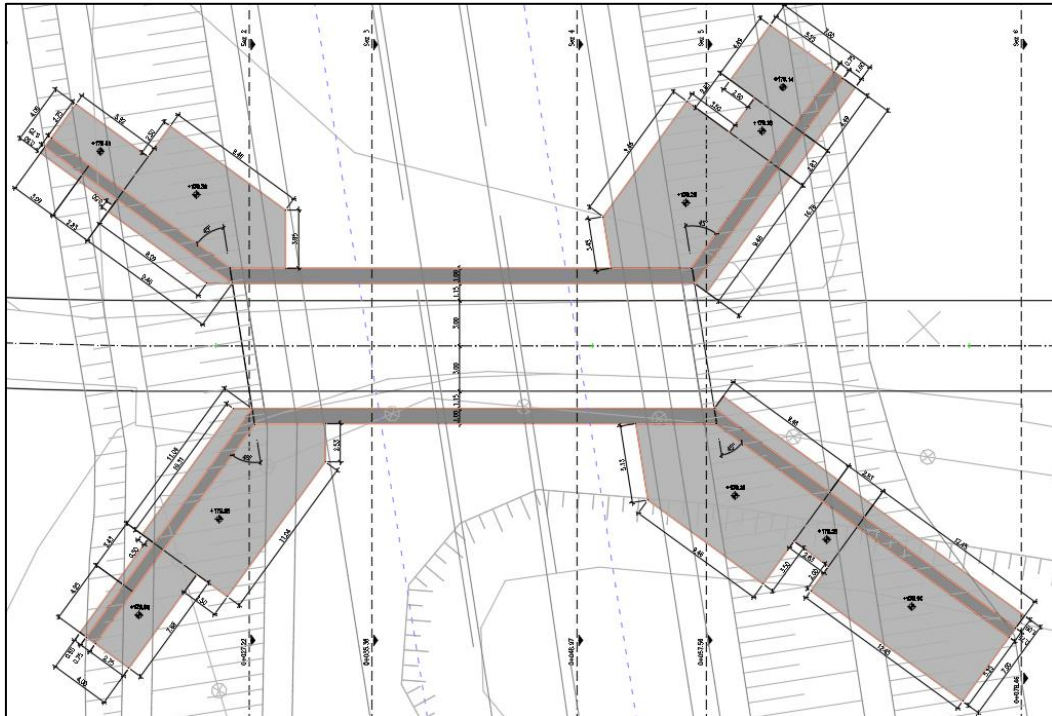
- Nel Capitolo 2 si descrivono le opere in esame;
- Nel Capitolo 3 si riportano i documenti di riferimento e la bibliografia citata nel testo.
- Nel Capitolo 4 si riportano le caratteristiche dei materiali strutturali;
- Nel Capitolo 5 è definita la stratigrafia di progetto per le opere in esame;
- Nel 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 dell'opera;
- 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 in esame: gli elaborati di riferimento per le planimetrie sono:

- "T00ST03STRDI01B" per il sottopasso Deviazione 2;
- "T00ST04STRDI01B" per il sottopasso Deviazione 3.



PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

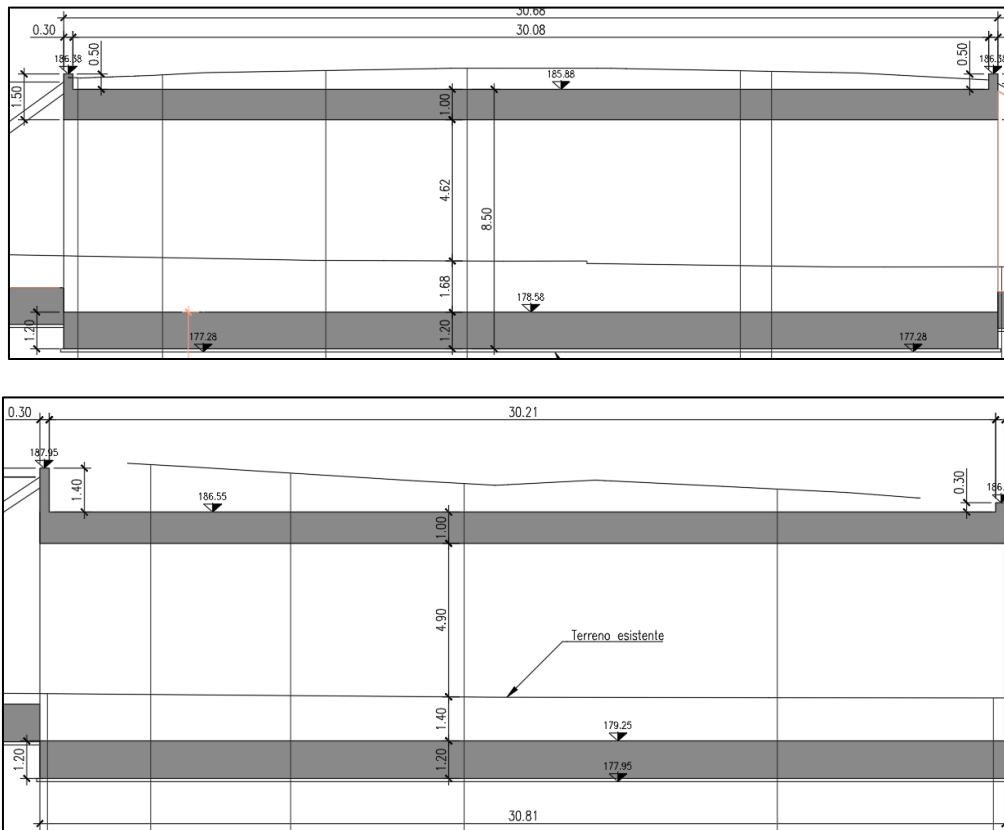


Figura 2-1: Pianta e sezione dell'opera in esame

SEZIONE	S _p (m)	H/L _{ar} (m)	L _{un} (m)	n.conci
Deviazione 2				-
Soletta SUP	1,00	10.30	30.68	1
Soletta INF	1,20	10.30	30.68	1
Piedritti	1,00	8.50	30.68	1

Tabella 2-1: Geometria delle sezioni per il sottopasso Deviazione 2

SEZIONE	S _p (m)	H/L _{ar} (m)	L _{un} (m)	n.conci
Deviazione 3				-
Soletta SUP	1,00	10.30	30.81	1
Soletta INF	1,20	10.30	30.81	1
Piedritti	1,00	6.30	30.81	1

Tabella 2-2: Geometria delle sezioni per il sottopasso Deviazione 3

Saranno presenti anche dei cordoli di altezza e larghezza variabile in posizioni di mezzeria (che sorreggeranno le barriere) ed in estremità (per contenere il terreno di riporto).

PROGETTAZIONE ATI:

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 strutture di sottopasso**

Classe di resistenza minima	C32/40
Classe di esposizione – piedritti e soletta di copertura	XC3
Classe di esposizione – solette di copertura (no ricoprimento) e cordoli	XC4 + XD3
Classe consistenza	S4
Tipo di cemento	CEM Classe N
Rapporto A/C	≤ 0,50
Dim. max. nominale aggregato	32 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 ²
Tensione caratteristica a rottura (f_{tk})	≥ 540 N/mm ²

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/mm²]
- 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/mm²]
- 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.

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

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 (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
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	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su 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	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
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 contenete 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	

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

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 (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	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	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	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	XF2	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	XF3	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	XF4	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
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	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	XA2	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	XA3	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 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.

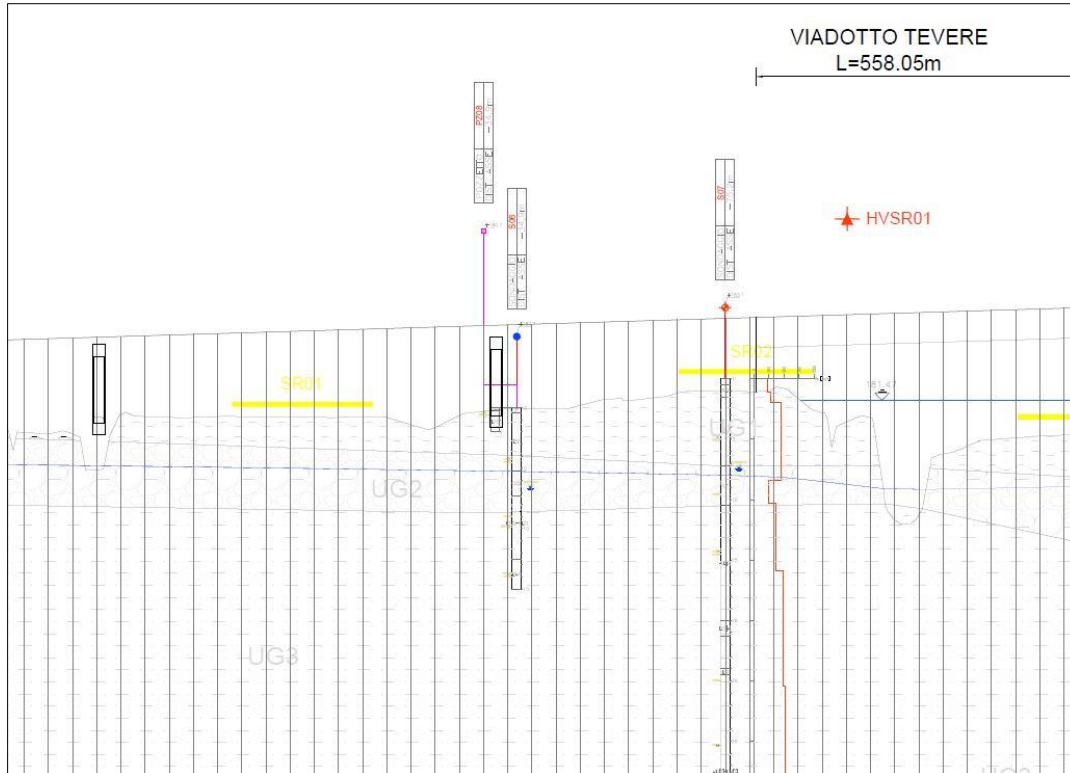


Figura 5.1 Stralcio del Profilo geotecnico

5.1 PARAMETRI DEL TERRENO

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

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE UNITA' GEOTECNICHE								
UNITA'	Descrizione	γ_n	c'	f'	c_v		E	
		(kN/m^3)	(kPa)	(°)	(kPa)			
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 < 10m	170 - 200	45 - 60	
					10m < z < 30m	200 - 250		
					z > 30m	250 - 300		
UG4	Limo con argilla sabbioso	18 - 20	0 - 10	25 - 29	100 - 140		z < 10m	25 - 35
							z > 10m	35 - 45

Tabella 5-1: Caratteristiche geotecniche dei terreni

PROGETTAZIONE ATI:

Inoltre questa opera è posta su un terreno di riporto esistente (RIE) le cui caratteristiche sono le seguenti:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE UNITA' GEOTECNICHE DI RIPORTO						
UNITA'	Descrizione	γ_n	c'	f'	c_u	E
		(kN/m ³)	(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 5.50 m sotto il piano campagna.

5.3 DEFINIZIONE DELLA COSTANTE DI SOTTOFONDO

L'interazione tra la struttura ed il terreno di fondazione è stata schematizzata alla Winkler, determinando quindi i moduli di sottofondo in direzione verticale ed orizzontale da attribuire ai vincoli elastici che simulano la rigidità del terreno di fondazione. Il valore della costante di molla del terreno si ottiene come: $k_s = \frac{q}{s}$

dove

q = carico applicato;

s = cedimento del terreno.

Poiché si tratta di una caratteristica intrinseca del terreno per la valutazione della costante di molla si prescinde dalla storia dei carichi. Per la determinazione dei cedimenti si è fatto riferimento alla teoria di Boussinesq, che consiste nell'assimilare il terreno ad un solido elastico. Si è considerata una stratigrafia di progetto e un'impalcatura della fondazione a 2.00 m dal piano campagna. Di seguito verranno definiti i valori degli sforzi al raggiungimento del valore di cedimento:

CEDIMENTI ELASTICI E CONSOLIDAZIONE											profondità fond.(m) = 2,00	
Prof. da p.c. [m]	Sforzi Indotti in Dir.X-Y-Z					Parametri Geotecnici			Cedimenti			
	S _z	S _x	S _y	Strato	Tipo	MODULO ELASTICO	COEFF. Poisson	MODULO EDOMETRICO	Elastico S _i [cm]	Wo + Wc S _c [cm]		
	[t/m ²]	[t/m ²]	[t/m ²]			E _u or E[t/m ²]	η	E _{ed} [t/m ²]				
0,00	0,00	0,00	0,00	UG1	Sabbia	2500	0,25					
0,50	0,00	0,00	0,00	UG1	Sabbia	2500	0,25					
1,00	0,00	0,00	0,00	UG1	Sabbia	2500	0,25					
1,50	0,00	0,00	0,00	UG1	Sabbia	2500	0,25					
2,00	0,00	0,00	0,00	UG1	Sabbia	2500	0,25					
2,50	10,00	10,00	10,00	UG1	Sabbia	2500	0,25		0,050			
3,00	8,18	4,91	1,82	UG1	Sabbia	2500	0,25		0,115			
3,50	5,49	2,78	0,40	UG1	Sabbia	2500	0,25		0,112			
4,00	3,95	1,81	0,14	UG1	Sabbia	2500	0,25		0,082			
4,50	3,04	1,26	0,06	UG2	Sabbia	5000	0,25		0,031			
5,00	2,44	0,91	0,03	UG2	Sabbia	5000	0,25		0,025			
5,50	2,03	0,68	0,02	UG2	Sabbia	5000	0,25		0,020			
6,00	1,72	0,51	0,01	UG2	Sabbia	5000	0,25		0,017			
6,50	1,48	0,39	0,01	UG2	Sabbia	5000	0,25		0,015			
7,00	1,28	0,30	0,01	UG2	Sabbia	5000	0,25		0,013			
7,50	1,13	0,23	0,00	UG2	Sabbia	5000	0,25		0,011			
8,00	1,00	0,18	0,00	UG2	Sabbia	5000	0,25		0,010			
8,50	0,89	0,15	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,007			
9,00	0,79	0,12	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,007			
9,50	0,71	0,09	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,006			
10,00	0,64	0,08	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,005			
10,50	0,58	0,06	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,005			
11,00	0,53	0,05	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,005			
11,50	0,48	0,04	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,004			
12,00	0,44	0,04	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,004			
12,50	0,41	0,03	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,003			
13,00	0,37	0,03	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,003			
13,50	0,35	0,02	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,003			
14,00	0,32	0,02	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,003			
14,50	0,30	0,02	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,003			
15,00	0,28	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,002			
15,50	0,26	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,002			
16,00	0,24	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,002			
16,50	0,23	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,002			
17,00	0,21	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,002			
17,50	0,20	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,002			
18,00	0,19	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,002			
18,50	0,18	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,002			
19,00	0,17	0,01	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,001			
19,50	0,16	0,00	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,001			
20,00	0,15	0,00	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,001			
30,00	0,06	0,00	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,001			
40,00	0,03	0,00	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,000			
50,00	0,02	0,00	0,00	UG3	Sabbia	6000	0,25		0,000			
Cedimento Totale (cm)										0,61		

Tabella 5-3: Valori di cedimenti elastici

Assunto quindi un carico forfettario di 100 kPa si ottiene il cedimento totale elastico di circa 0,61 cm. Adottando un fattore correttivo sc per fondazione rigida nastriforme pari all'unità per il terreno non trattato si ottiene: $k_s = \frac{100}{0,0062 \times 1,00} = 16390 \text{ kN/m}^3$

Nella modellazione strutturale si è assunto un valore di coefficiente di sottofondo verticale pari a:

$$k_v = 16000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Verrà introdotto anche un coefficiente orizzontale pari a $k_h = 0.50 k_v = 8000 \text{ kN/m}^3$.

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 43,0619° N / 12,4218° O				
	T_R (anni)	a_g [g]	F_O	T_C^* (s)
SLD	101	0.141	2.402	0.294
SLV	949	0.291	2.474	0.326
SLC	1950	0.314	2.482	0.330

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 ρ 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 B**.

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, $S_T = 1.20$.

6.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA LOCALE

In funzione delle categorie sopra definite è possibile definire i corrispondenti coefficienti amplificativi (secondo SLV):

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.110
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica = 1.200
- C_c = coefficiente funzione della cat. di sottosuolo = 1.332

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	0.141	1.332	0.187
	SLV	949	0.291	1.332	0.387
	SLC	1950	0.314	1.332	0.418

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:

$$A_{\max}(\text{SLV})[\text{g}] = a_g \cdot S_s \cdot S_T = 0,387 \text{ g}$$

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:

- β_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 β_m è funzione dello Stato Limite considerato e degli spostamenti relativi tra terreno e struttura. Nel caso in esame, in cui tali spostamenti non sono ammessi, il coefficiente riduttivo può assumere il valore unitario $\beta_m = 1$.

I valori dei coefficienti sismici k_h e k_v sono quindi definiti di seguito:

- *SLV* – $k_h = 0.387$
- *SLV* – $k_v = \pm 0.194$
- *SLD* – $k_h = 0.203$
- *SLD* – $k_v = \pm 0.101$

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 Wood.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come indotta dal sisma su elementi rigidi verticali e con riempimento piano. Può essere valutata secondo la formula presentata al Paragrafo E.9 dell'Eurocodice 8-5:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2 = k_h \cdot \gamma \cdot H^2$$

Dove:

$$\alpha = \frac{a_g}{g}$$

- S fattore di amplificazione del terreno
- γ peso specifico del terreno
- H altezza dell'elemento strutturale

Secondo quanto prescritto dalle NTC2018, il punto di applicazione della componente sismica della spinta delle terre è funzione della libertà di movimento della struttura. Assumendo che essa non possa traslare o ruotare intorno al piede, si assume che il punto di applicazione di tale forza sia a metà dell'altezza dell'opera.

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 β_m .

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:

$$S_a = k_h * q_s$$

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

$$S_a = k_h * q_s * H$$

7. CRITERI DI PROGETTAZIONE E COMBINAZIONI DI CALCOLO

Il progetto del sottovia 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 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:

PROGETTAZIONE ATI:

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.

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Per la verifica agli SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali della tabella sotto riportata (Rif. Cap 5 delle NTC 2018):

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

PROGETTAZIONE ATI:

I valori caratteristici delle azioni dovute al traffico sono funzione del gruppo di carico considerato, come mostrato in Tab. 5.1.IV delle NTC 2018 sotto riportata:

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

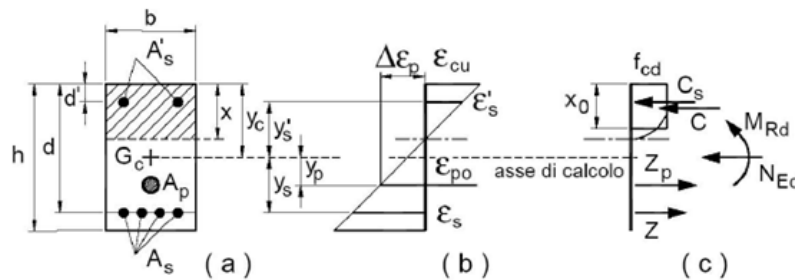
(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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 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 σ - ϵ :



Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza e, quando richiesto al § 7.4 delle presenti norme, di duttilità, con la corrispondente domanda, secondo le relazioni:

- $M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$
- $\mu\phi = \mu\phi(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed}$

Nel caso di pressoflessione deviata la verifica della sezione può essere posta nella forma:

$$\left(\frac{M_{E_{yd}}}{M_{R_{yd}}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{E_{zd}}}{M_{R_{zd}}} \right)^{\alpha} \leq 1$$

- $M_{E_{yd}}$, $M_{E_{zd}}$ sono i valori di progetto delle due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi y e z;
- $M_{R_{yd}}$, $M_{R_{zd}}$ sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi y e z.

Il copriferro netto assunto è pari a 40 mm. Quindi per conseguenza il valore della distanza “d” e “d” delle barre longitudinali superiori ed inferiori dovrà essere definita come somma di copriferro, diametro armatura di taglio e raggio dell’armatura longitudinale definita nella relativa verifica.

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
- α è l’inclinazione dell’armatura resistente a taglio rispetto all’asse dell’elemento;
- θ è l’inclinazione della biella di calcestruzzo compressa e deve essere $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$

7.3.3 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, le solette ed il piedritto sono realizzati in classe XC3 (sulle solette è presente del terreno di ricoprimento), i cordoli sono in classe XC4+XD3. Le condizioni ambientali sono da considerarsi le seguenti:

- Solette e piedritti: Ordinarie
- Cordoli: 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]
Piedritto e solette	0.40	0.30
Cordoli	0.20	0.20

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:

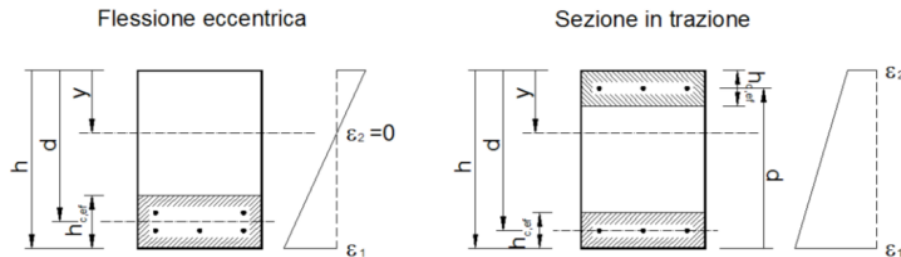
- ε_{sm} = deformazione unitaria media delle barre di armatura
- Δ_{smax} = distanza massima tra le fessure

Il calcolo della deformazione unitaria media delle barre di armatura ε_{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:

- σ_s = tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata.
- α_e = rapporto tra E_s ed E_{cm}
- ρ_{eff} = rapporto tra A_s e $A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$ = area efficace di calcestruzzo attorno all'armatura di altezza $h_{c,eff}$. 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.



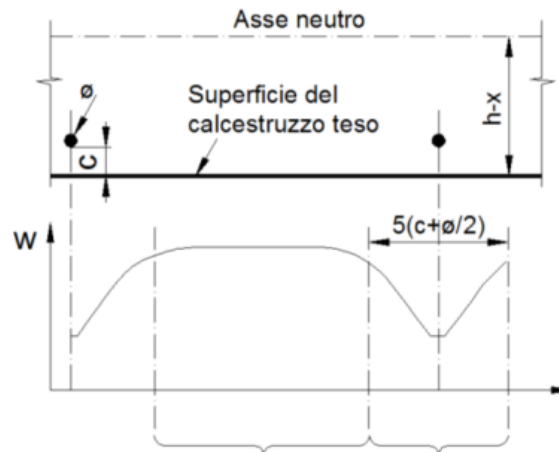
La distanza fra le fessure Δ_{smax} può essere calcolata con l'espressione:

- 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:

- ϕ = diametro equivalente delle barre di armatura calcolato come: $\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2}$
- 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: per ulteriore dimostrazione, la verifica a fessurazione può essere verificata attraverso il metodo indiretto, come definito nel capitolo della Circolare C4.1.2.2.4.5 della NTC 2018:

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare. La tensione σ_s è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella 4.1.IV delle NTC).

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

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

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

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

Tabella 7-3: Ampiezza di fessurazione e diametri per verifica indiretta fessurazione

7.3.4 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:

- λ 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;
- ρ e ρ' 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.

7.3.5 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

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

La valutazione della capacità portante della fondazione 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_γ fattori di capacità portante:
 $N_q = e^{3 \tan \phi} \tan^2(45 + \phi'/2)$
 $3N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi'$
 $N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi'$
- s_q, s_c, s_γ fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione;
- d_q, d_c, d_γ fattori correttivi che tengono conto della profondità del piano di posa;
- i_q, i_c, i_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione dei carichi;
- g_q, g_c, g_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- b_q, b_c, b_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano di posa;
- q tensione verticale efficace agente al piano di posa della fondazione;
- γ' 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:

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

7.4.2 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;
- Δz_i è l'altezza dello strato i-esimo;

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

- $\Delta\sigma_z$ 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.

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 σ_z0 non producano deformazioni. Ogni stratificazione viene ipotizzata facendo riferimento alla soluzione di Boussinesq: un semispazio ideale, continuo, omogeneo, isotropo ed elastico lineare.

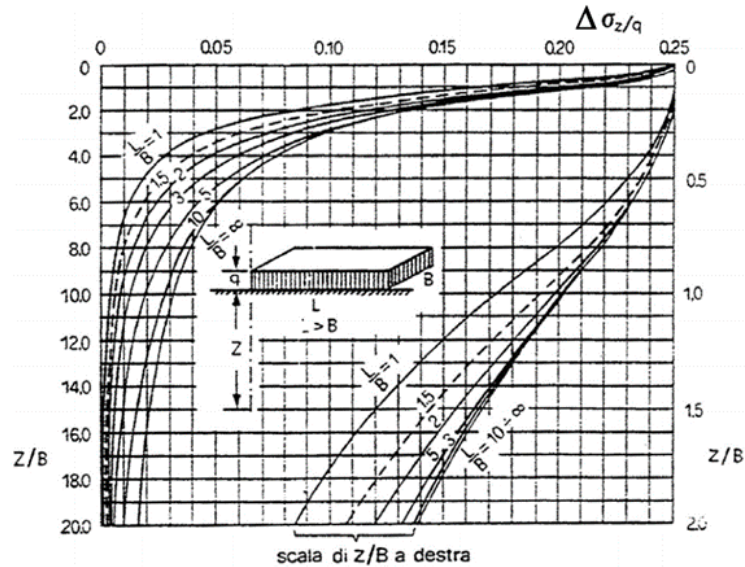
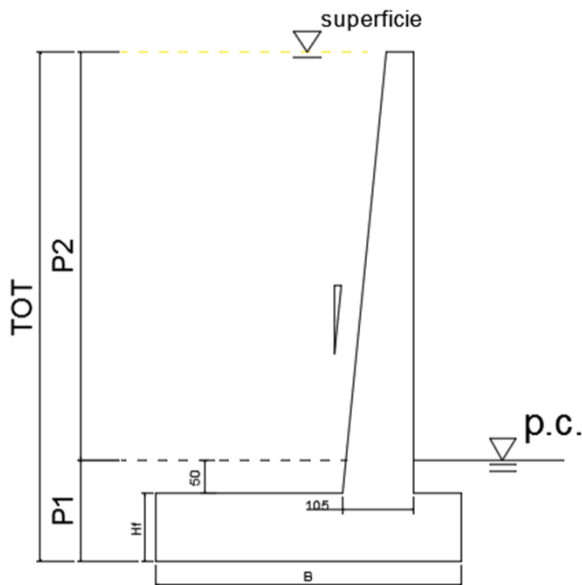


Figura 7-1: Incrementi di tensione $\Delta\sigma_z$ lungo la verticale per lo spigolo di un'area di carico uniforme.

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.

PROGETTAZIONE ATI:

8. IMPOSTAZIONE DEL MODELLO

8.1 PROGRAMMA DI CALCOLO UTILIZZATO

L'analisi della struttura viene condotta con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti per analisi lineari e non lineari SAP 2000 v22.2.0 prodotto da Computer&Structures Inc. Prima di procedere all'analisi del modello si rilasciano le dichiarazioni previste dalle NTC al paragrafo 10.2.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SAP2000 – Structural Analysis Program
Versione	22.2.0
Produttore	Computer&Structures, Inc.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale è condotta con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni, attraverso il software VCAslu - ver 7.7, e fogli Excel predisposti al calcolo.

La struttura viene discretizzata in elementi beam e shell. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfiacco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta, ed esplicitate nei capitoli che seguono.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego.

La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati se viene svolta la verifica strutturale con esso. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili. Il software tiene conto del vincolo esercitato dal terreno di fondazione e di rinfiacco, modellato con molle di rigidità pari alla costante di sottofondo.

Strategia di soluzione

PROGETTAZIONE ATI:

La struttura viene schematizzata come interconnessione di elementi posti nelle 3 dimensioni e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma:

$$K \cdot u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u :

$$u = K^{-1} \cdot p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi. La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sulla struttura. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

8.2 SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

L'intera opera strutturale è analizzata in tre parti distinte: soletta superiore, piedritti e soletta inferiore. È stata svolta una modellazione di calcolo 2D, con elementi beam inseriti con le relative caratteristiche geometriche e inerziali.

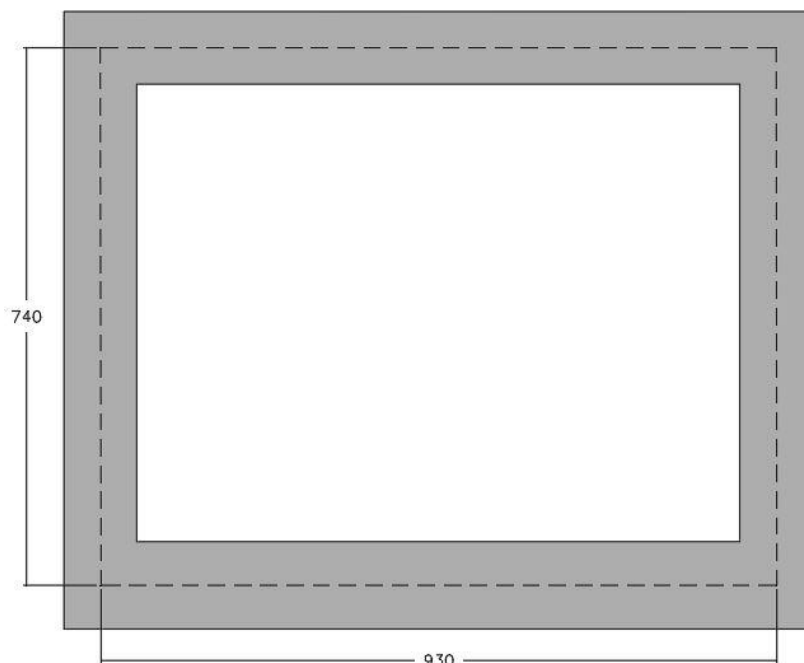


Figura 8.1: Modello 2D unifilare

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

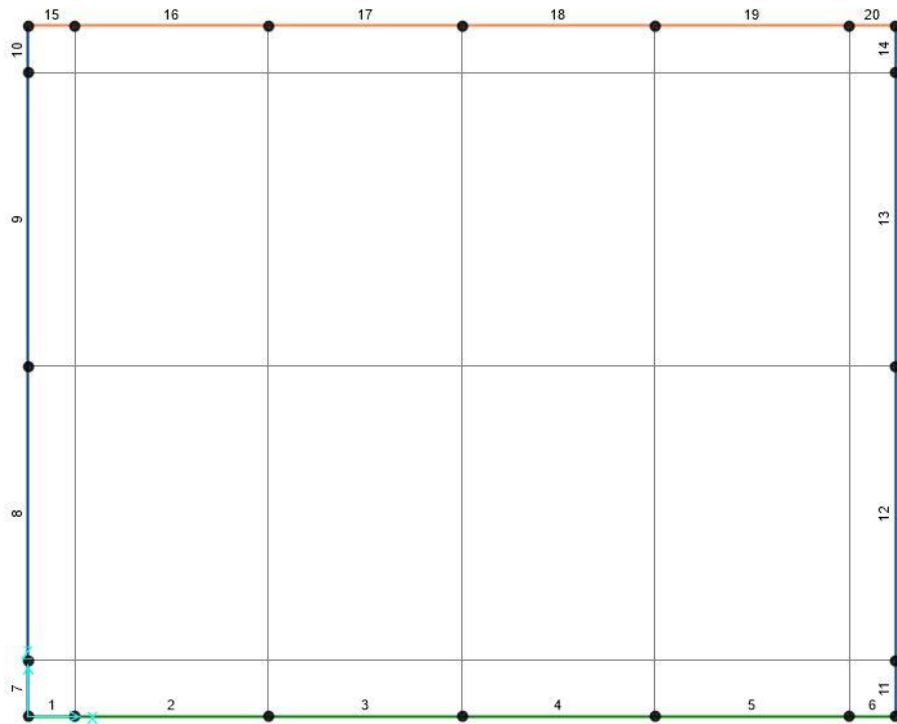


Figura 8.2: Nome dei frame del modello



Figura 8.3: Nome dei joint del modello

PROGETTAZIONE ATI:

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 G1	DEAD	Peso proprio degli elementi strutturali
2	Permanente Terre G1	Spinta terre SX	Spinta delle terre a riposo su piedritto sinistro
3	Permanente Terre G1	Spinta terre DX	Spinta delle terre a riposo su piedritto destro
4	Ritiro e viscosità	Ritiro	Variazione di T° equivalente al ritiro e viscosità
5	Permanente non strutturale G2	G2	Peso della pavimentazione stradale e ricoprimento
6	Variabile	TMAX_uniforme	Variazione di T° uniforme (max) sugli elementi strutturali
7	Variabile	Tmin_uniforme	Variazione di T° uniforme (min) sugli elementi strutturali
8	Variabile	TMAX_lineare	Variazione di T° lineare (max) sugli elementi strutturali
9	Variabile	Tmin_lineare	Variazione di T° lineare (min) sugli elementi strutturali
10	Variabile da traffico	Traffico-MaxM-Tan	Azione variabile da traffico veicolare sulla soletta superiore, dato dal tandem, momento massimizzato
11	Variabile da traffico	Traffico-MaxT-Tan	Azione variabile da traffico veicolare sulla soletta superiore, dato dal tandem, taglio massimizzato
12	Variabile da traffico	Traffico-MaxM-Dis	Azione variabile da traffico veicolare sulla soletta superiore, dato dal carico distribuito, momento massimizzato
13	Variabile da traffico	Traffico-MaxT-Dis	Azione variabile da traffico veicolare sulla soletta superiore, dato dal carico distribuito, taglio massimizzato
14	Variabile da traffico	Frenamento	Azione variabile da traffico veicolare dato dall'azione dei veicoli in fase di frenatura
15	Variabile	Sovrac Traffico	Azione del traffico veicolare trasmesso dal terreno adiacente ai piedritti
16	Sismico Permanente SLV	SLV_G_X	Forze di inerzia in dir.X dei carichi G1 e G2, secondo SLV
17	Sismico Permanente SLV	SLV_G_Z	Forze di inerzia in dir.Z dei carichi G1 e G2, secondo SLV
18	Sismico da traffico SLV	SLV_TrafficoMaxM_X	Forze di inerzia in dir. orizzontale (X) per carichi da traffico veicolare, applicati per massimizzazione del momento, secondo SLV
19	Sismico da traffico SLV	SLV_TrafficoMaxT_X	Forze di inerzia in direzione orizzontale (X) per carichi da traffico veicolare, applicati per massimizzazione del taglio, secondo SLV
20	Sismico da traffico SLV	SLV_TrafficoMaxM_Z	Forze di inerzia in dir. orizzontale (Z) per carichi da traffico veicolare, applicati per massimizzazione del momento, secondo SLV
21	Sismico da traffico SLV	SLV_TrafficoMaxT_Z	Forze di inerzia in direzione orizzontale (Z) per carichi da traffico veicolare, applicati per massimizzazione del taglio, secondo SLV
22	Sismico Permanente SLV	SLV_Sovraspinta Terre	Forze di inerzia in direzione orizzontale (X) per sovraspinta terre secondo SLV
23	Sismico Permanente SLD	SLD_G_X	Forze di inerzia in dir.X dei carichi G1 e G2, secondo SLD
24	Sismico Permanente SLD	SLD_G_Z	Forze di inerzia in dir.Z dei carichi G1 e G2, secondo SLD
25	Sismico da traffico SLD	SLD_TrafficoMaxM_X	Forze di inerzia in dir.orizzontale (X) per carichi da traffico veicolare, applicati per massimizzazione del momento, secondo SLD

PROGETTAZIONE ATI:

26	Sismico da traffico SLD	SLD_TrafficoMaxT_X	Forze di inerzia in direzione orizzontale (X) per carichi da traffico veicolare, applicati per massimizzazione del taglio, secondo SLD
27	Sismico da traffico SLD	SLD_TrafficoMaxM_Z	Forze di inerzia in dir. orizzontale (Z) per carichi da traffico veicolare, applicati per massimizzazione del momento, secondo SLD
28	Sismico da traffico SLD	SLD_TrafficoMaxT_Z	Forze di inerzia in direzione orizzontale (Z) per carichi da traffico veicolare, applicati per massimizzazione del taglio, secondo SLD
29	Sismico Permanente SLD	SLD_Sovraspinta Terre	Forze di inerzia in direzione orizzontale (X) per sovraspinta terre secondo SLD

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 8.4: Sezioni considerate per la verifica di Momento e Taglio ai SL



Figura 8.5: Sezioni considerate per la verifica per Sforzo Normale ai SL

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 e alla spinta laterale delle terre.

9.2.1 PAVIMENTAZIONE STRADALE

Il carico permanente agente sulla soletta superiore è costituito dal peso della pavimentazione stradale (binder + usura, assunta di spessore pari a 11 cm totali) e dal peso relativo al sottofondo/base (terreno di ricoprimento pressoché trascurabile), (spessore di 0,45 m).

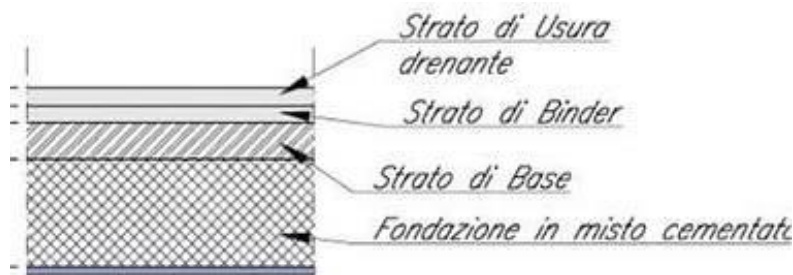


Figura 9.1: Modello di pacchetto di pavimentazione

Essendo presente anche del terreno di riempimento agente sui muri laterali dopo la realizzazione dello scatolare, è presente un'incidenza di carico dato dalla stessa pavimentazione: tale calcolo sui piedritti viene determinato nel seguente modo (con $k_o = 0,426$):

$$W_{str\ pied} = k_o * w_{str} = 6,51 \text{ kN/m}$$

Carichi permanenti portati G2 – soletta superiore				
Elementi	Tipo	S [m]	γ [kN/m ³]	G2 [kN/m]
Pavimentazione Strato 1 – Soletta superiore	Binder (w_1)	0,06	24,50	12,64
Pavimentazione Strato 2 – Soletta superiore	Usura (w_2)	0,05	25,50	
Pavimentazione Strato 3 – Soletta superiore	Base (w_3)	0,45	20,50	

Tabella 9-1: Carichi G2 su soletta superiore

Inoltre si considera un carico G2 agente sulla soletta inferiore, costituito al medesimo pacchetto stradale ma con un materiale di riempimento avente spessore medio di ca 1,00 m:

<i>Carichi permanenti portati G2 – soletta inferiore</i>				
<i>Elementi</i>	<i>Tipo</i>	<i>S [m]</i>	<i>γ [kN/m3]</i>	<i>G2 [kN/m]</i>
<i>Pavimentazione Strato 1 – Soletta superiore</i>	Binder (w_1)	0,06	24,50	31,64
<i>Pavimentazione Strato 2 – Soletta superiore</i>	Usura (w_2)	0,05	25,50	
<i>Pavimentazione Strato 3 – Soletta superiore</i>	Base + Riempimento (w_3)	0,45 + 1,00	20,50	

Tabella 9-2: Carichi G2 su soletta inferiore

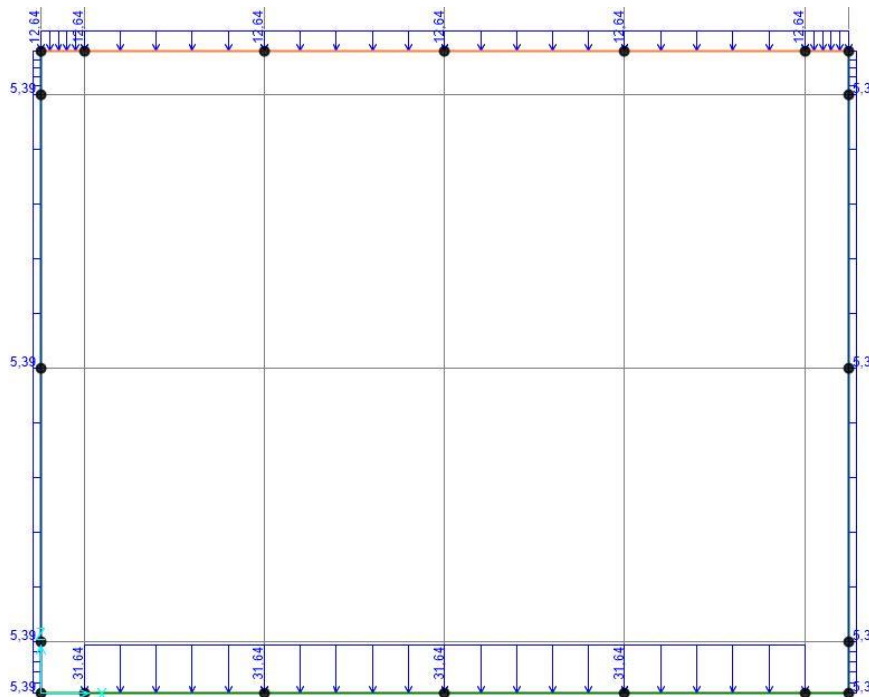


Figura 9.2: Peso di pavimentazione stradale

9.2.2 SPINTA STATICA DEL TERRENO

La spinta a riposo dovuta al peso proprio dei terreni, per le combinazioni di carico non sismiche, è valutata considerando il coefficiente di spinta a riposo k_0 , che è espresso dalla seguente relazione (Jaky, 1948):

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 0,426$$

Dove φ rappresenta l'angolo di attrito interno del terreno di rilevato. Quindi la pressione laterale, individuata dal valore di σ'_H , ad una generica profondità z , è pari a:

PROGETTAZIONE ATI:

$$\sigma'_H = k_o * \gamma * H^2$$

E la spinta totale sulla parete di altezza H = 7,40 m (altezza dei piedritti nel modello di calcolo), vale:

$$S = \frac{1}{2} * K_o * \gamma * H^2$$

Essendo il modello studiato rispetto alla mezzeria dell'elemento strutturale, bisogna anche applicare un carico puntuale corrispondente all'altra mezzeria di calcolo delle solette non considerate:

$$F_{h,sup} = \frac{1}{2} * K_o * \gamma * \left(\frac{h_{soletta\ sup}}{2} \right)^2 + [K_o * \sigma'_{V,sup} * \left(\frac{h_{soletta\ sup}}{2} \right)]$$

$$F_{h,inf} = \frac{1}{2} * K_o * \gamma * \left(\frac{h_{soletta\ sup}}{2} \right)^2 + [\sigma'_{H,inf}(H) * \left(\frac{h_{soletta\ sup}}{2} \right)]$$

Nella tabella seguente sono definiti i risultati derivanti da tale studio, che verranno applicati per entrambi i piedritti:

Tipo di carico	Carico trapezoidale su piedritto (kN/m)	Carico puntuale su soletta (kN)
$\sigma'_{H,sup}$	4,05	-
$\sigma'_{H,inf}$	63,94	-
$F_{h,sup}$	-	1,60
$F_{h,inf}$	-	39,82

Tabella 9-3: Valori derivanti dalle spinte delle terre in condizioni statiche

Non c'è l'applicazione della spinta S definita precedentemente, ma bensì del relativo carico distribuito secondo l'altezza della parete (come si evince dalle figure successive).

I carichi su piedritto derivanti dal peso della pavimentazione sono stati considerati nel paragrafo precedente. Le figure seguenti mostrano l'applicazione di tali valori sul modello di calcolo. A titolo dimostrativo sono poste le immagini del piedritto di sinistra. Il terreno viene trattato come un carico permanente G2.

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

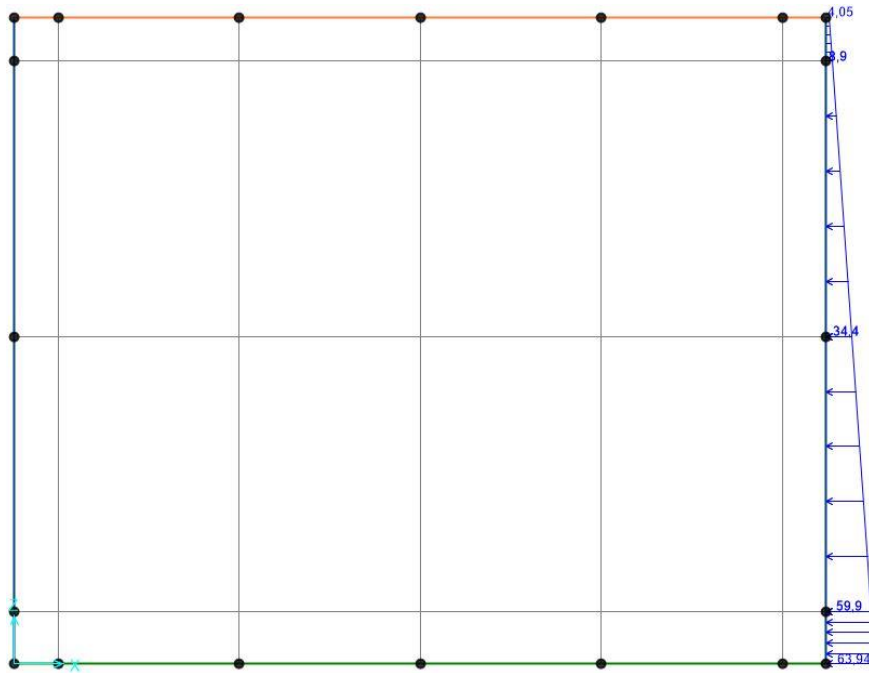


Figura 9.3: Spinta a riposo dei terreni su piedritto destro, carico trapezoidale

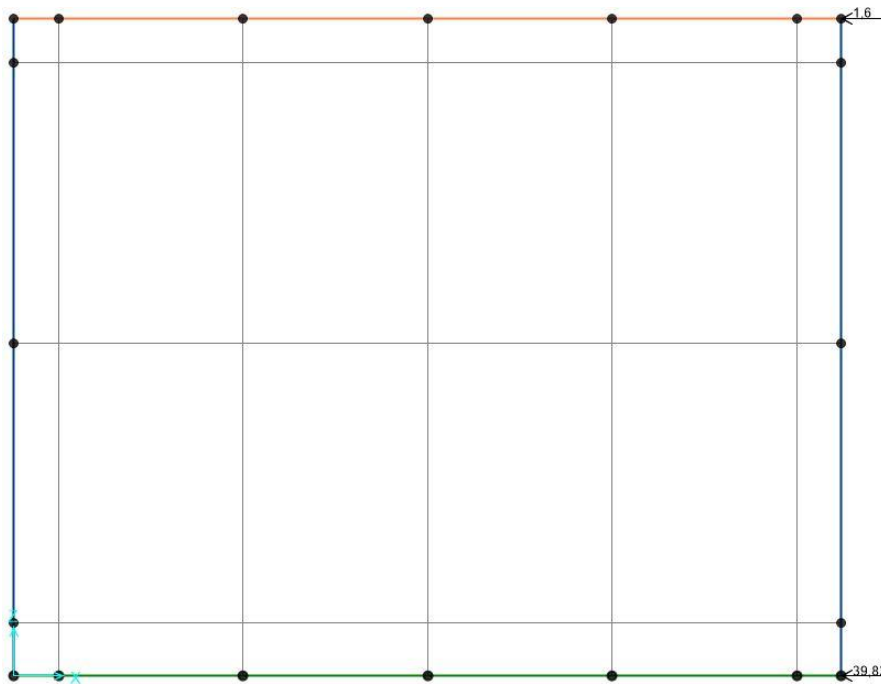


Figura 9.4: Spinta a riposo dei terreni su piedritto destro, carico puntuale

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.3 SPINTA A RIPOSO DA SOVRACCARICHI

Nel caso in esame, si valuta la spinta dovuta ai sovraccarichi di traffico in quanto questi sono applicati sulla superficie del terreno di ricoprimento a lato, esterno all'elemento strutturale. 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 3,00x2,20 m.

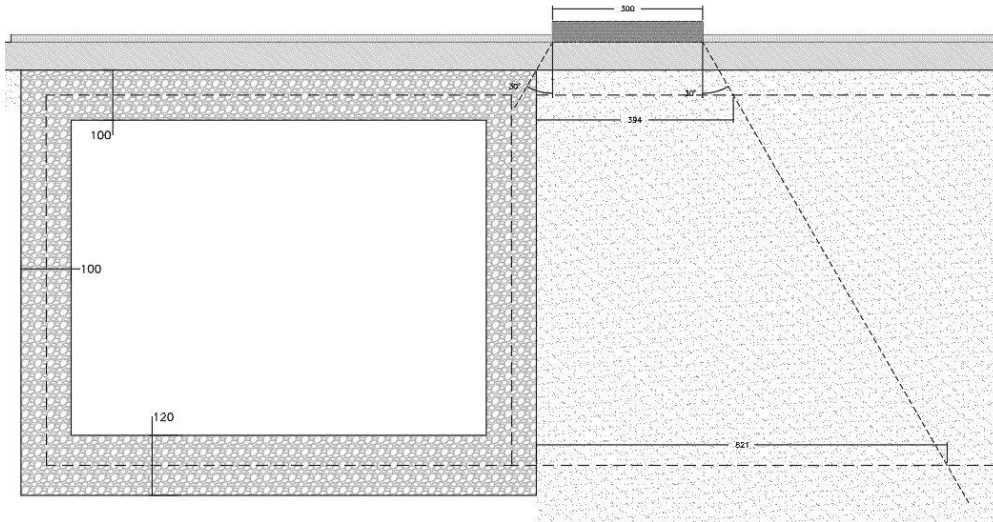


Figura 9.5: Distribuzione del carico veicolare su sezione trasversale

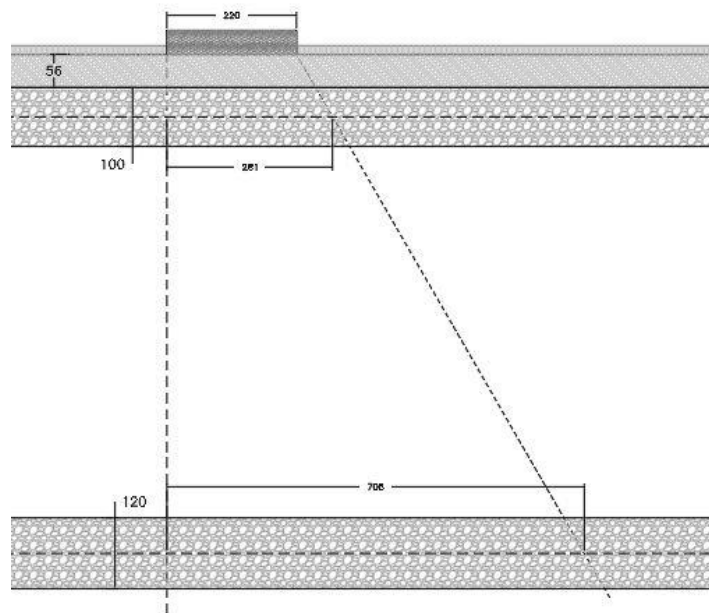


Figura 9.6: Distribuzione del carico veicolare su sezione longitudinale

Ne consegue che al piano stradale, il carico uniforme sarà pari a:

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

PROGETTAZIONE ATI:

Si considera che l'incidenza del carico traffico avverrà da mezzeria della soletta superiore a mezzeria della soletta inferiore, per tutta l'altezza della parete. A queste due quote, considerando le relative aree di distribuzione del carico, si possono avere come relative tensioni orizzontali sul terreno valori pari a:

- In asse soletta superiore: $s_1 = \frac{q}{(a*b)} * K_o = \frac{600 \text{ kN}}{(3,94*2,81)\text{m}} * K_o = 23,10 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$
- In asse soletta inferiore: $s_2 = \frac{q}{(a'*b')} * K_o = \frac{600 \text{ kN}}{(8,21*7,08)\text{m}} * K_o = 4,40 \frac{\text{kN}}{\text{mq}}$

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:

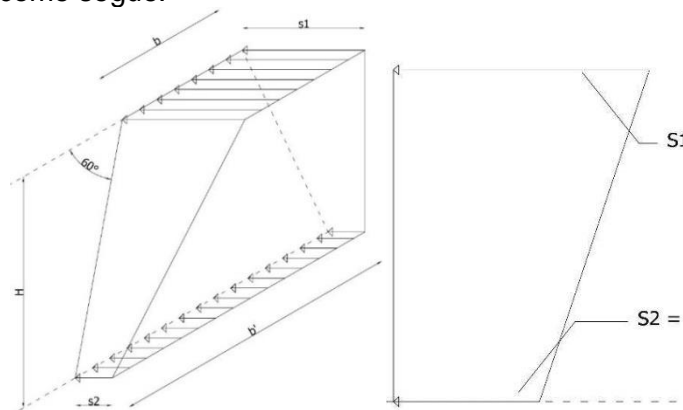


Figura 9.7: Tensioni di carico da traffico veicolare su terreno

E' possibile applicare il carico lineare in grado di generare una spinta sulla parete:

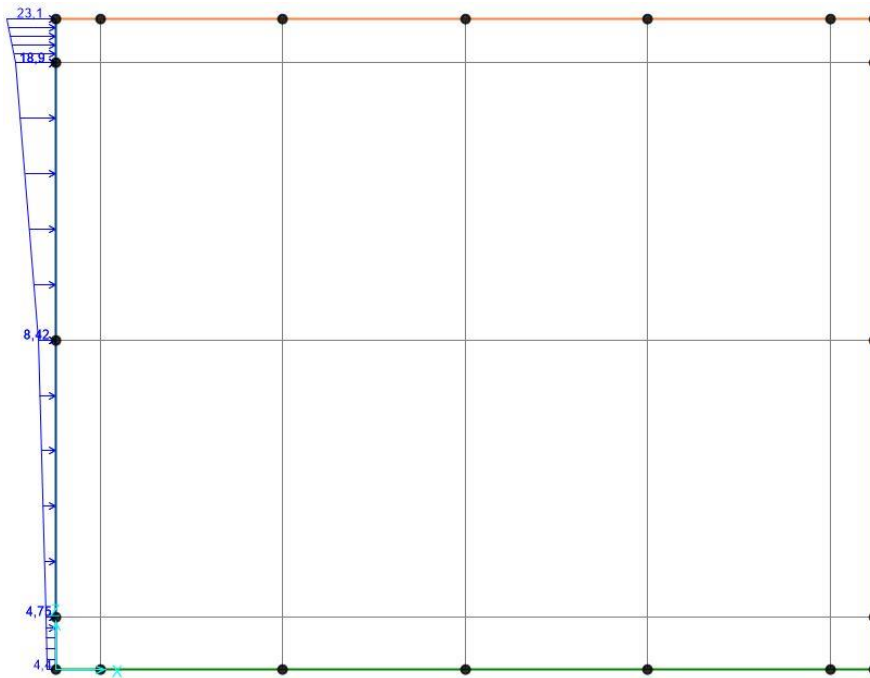


Figura 9.8: Spinta sovraccarico traffico Tandem su piedritto

PROGETTAZIONE ATI:

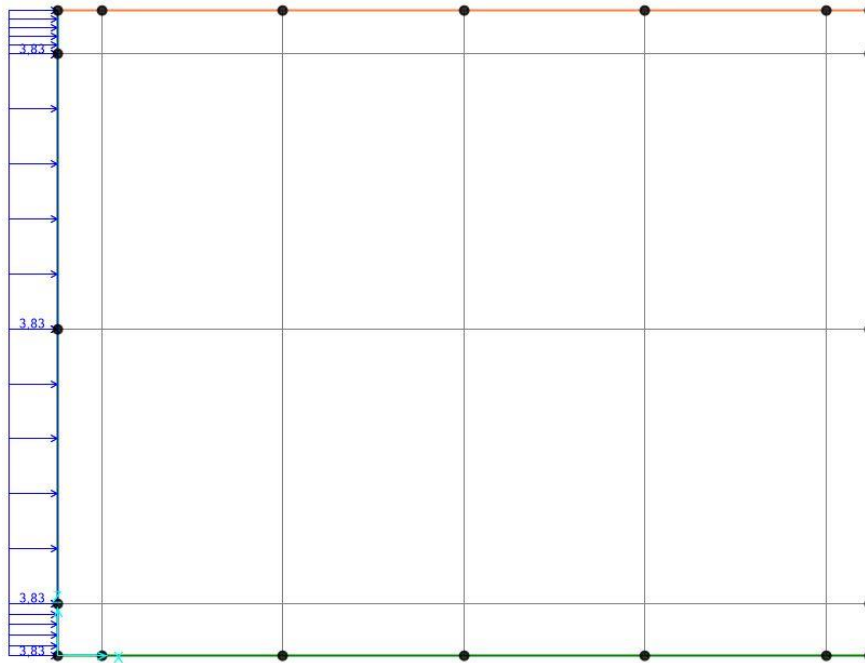


Figura 9.9: Spinta sovraccarico traffico distribuito su piedritto

9.3 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO (Q_T)

9.3.1 SCHEMA DI CARICO E CARICHI MOBILI

L'impalcato di copertura è soggetto a carichi stradali per tutta la sua estensione, le cui azioni di progetto si riferiscono al Cap. 5.1.3.3 delle NTC 2018. Si considera una larghezza convenzionale di corsia singola pari a $w_1 = 3,00\text{m}$.

Le verifiche sono condotte considerando lo schema di Carico 1, la cui distribuzione dei carichi è uguale a quanto segue (Par. 5.1.3.3.3 D.M. 17/01/2018):

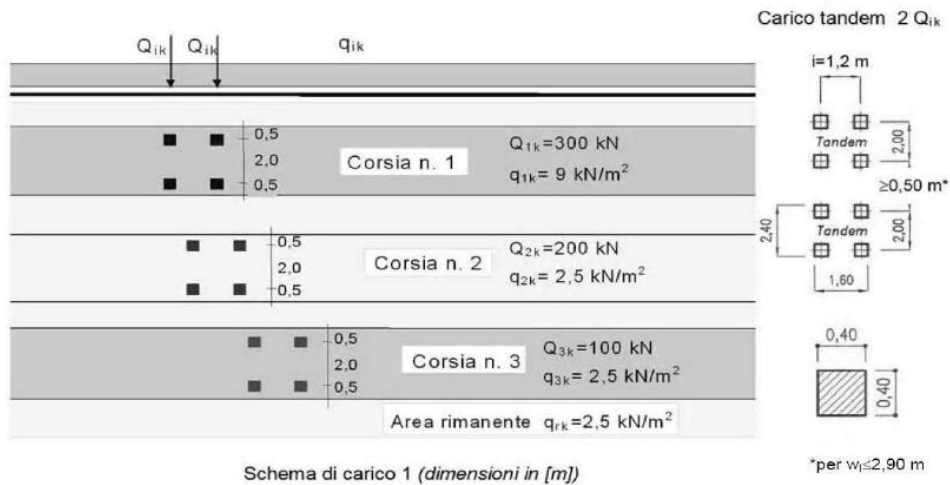


Figura 9.10: Schema di Carico 1 , D.M. 17/01/2018

Nel caso corrente, l'opera è costituita da un elemento scatolare disposto in direzione pressoché ortogonale all'asse stradale superiore: l'elemento di verifica considerato è una sezione ortogonale della struttura, che quindi è soggetta ai carichi provenienti da un'unica corsia (parallela all'asse stradale).

Secondo tale ragionamento, si considera una strada composta da una sola corsia convenzionale.

Le verifiche sono condotte considerando unicamente lo schema di Carico 1.

La distribuzione dei carichi terrà conto della corsia 1 (Par. 5.1.3.3.3 D.M. 14/01/2008):

- Carico tandem di 300 kN totali applicato su un'area 0,40 x 0,40 m e con interasse 1,20 x 2,00 m;
- Pressione uniforme pari a 9,00 kN/m² altrove.

I carichi si diffondono fino all'asse della soletta con un angolo di 45°. Considerando lo spessore della pavimentazione, del riempimento e di metà della soletta (asse soletta superiore a 0.50 m dello spessore totale), si ottiene un'impronta del carico più ampia, per il singolo carico tandem e fino all'asse del piedritto.

Come mostrato in seguito, nella soletta si possono quindi identificare 3 zone di carico, in funzione delle sovrapposizioni dei carichi tandem (zona 1), zona sollecitata dal singolo tandem (zona 2), e della zona di carico uniforme (zona 3):

Si considerano 3 differenti aree, indicative delle corsie di marcia sull'impalcato:

Si considera che l'incidenza del carico traffico avverrà dalla testa del muro all'estradosso della soletta inferiore, per tutta l'altezza della parete.

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:

Zona	Estensione (m)	Carico
1	1,32 x 4,52	$(2*300)/(1,32 * 4,52) = 100,56 \text{ kN/m}$
2	2,52 x 2,52	$300/(2,52 * 2,52) = 47,24 \text{ kN/m}$
3	∞	9 kN/m ²

Tabella 9-4: Valori carico traffico per zone

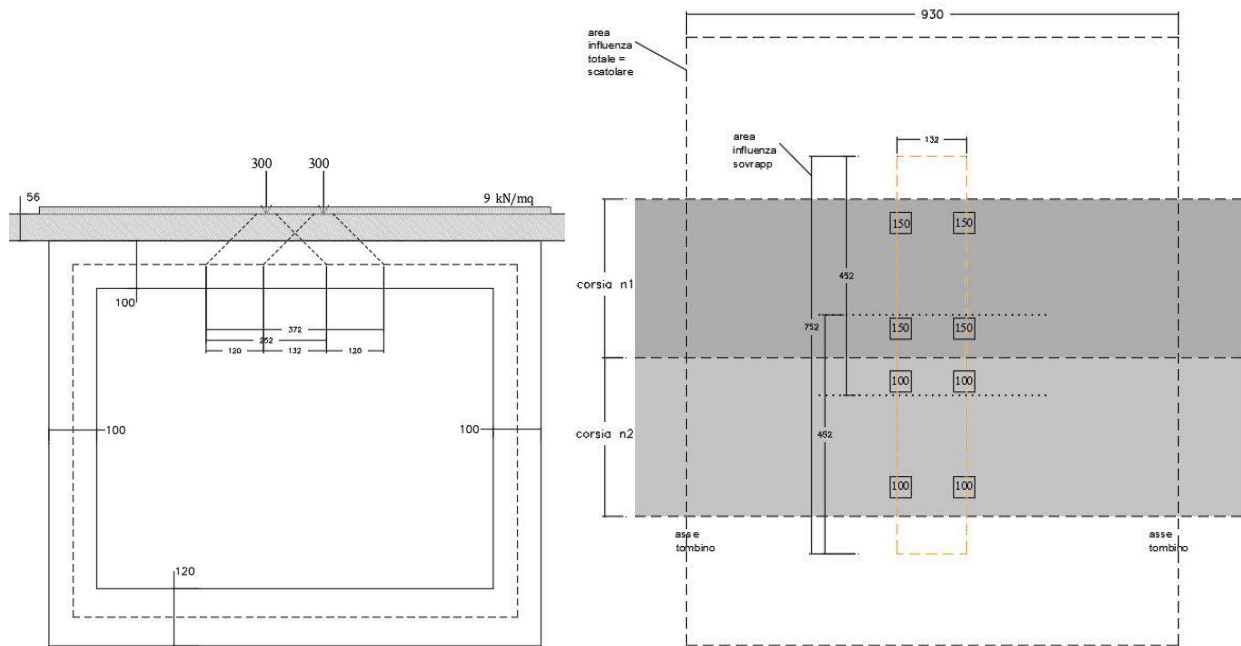


Figura 9.11: Schema delle corsie di marcia su struttura

Nel modello di calcolo sono state considerate due configurazioni: la prima, con il carico tandem in mezzzeria, massimizza i momenti, mentre la seconda, con il carico tandem incidente solo su un lato della soletta, massimizza il taglio.

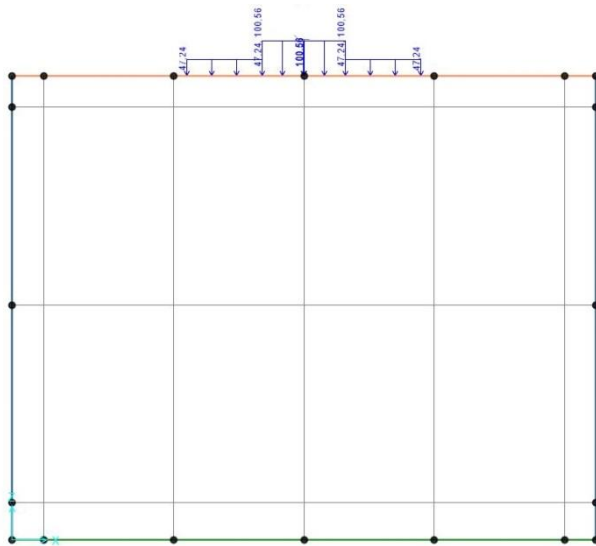


Figura 9.12: Carico traffico tandem, max M

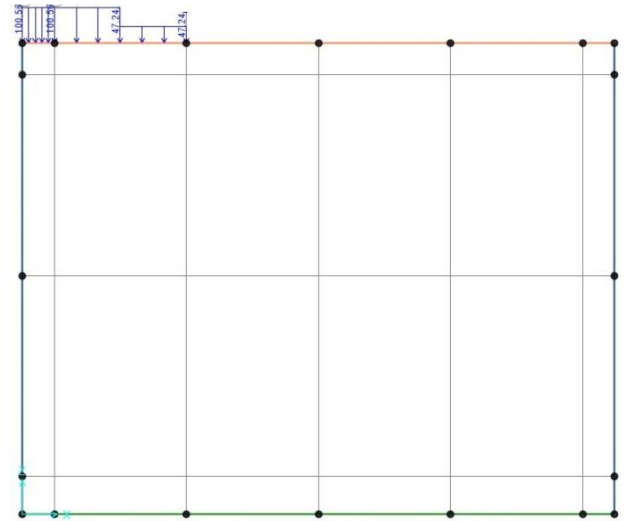


Figura 9.13: Carico traffico tandem, max T

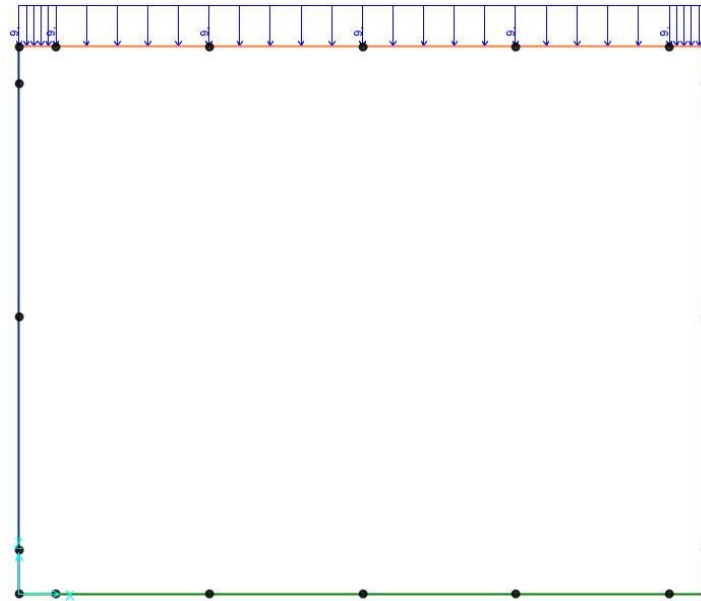


Figura 9.14: Carico traffico distribuito

Per quanto riguarda il carico da traffico posto in soletta inferiore, esso è stabilizzante nei confronti delle sollecitazioni poiché contrasta le reazioni del terreno. Questo porta a trascurare tali carichi.

9.3.2 AZIONE DI FRENATURA

Il carico da frenatura (Par. 5.1.3.5 NTC 2008) è considerato come carico uniformemente distribuito agente in direzione longitudinale all'asse della soletta. Esso vale:

$$180 \text{ kN} \leq (0,6 \cdot 2Q_{1k} + 0,10 q_{1k} w_1 L) = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 \text{ kN} + 0,10 \cdot 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3,00 \text{ m} \cdot 10,30 \text{ m} \leq 900 \text{ kN}$$

La soletta è pertanto soggetta ad un carico per unità di lunghezza uguale a:

$$Q_{\text{fren}} = \frac{747,81 \text{ kN}}{(10,30 * 4,52) \text{ m}} = 16,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

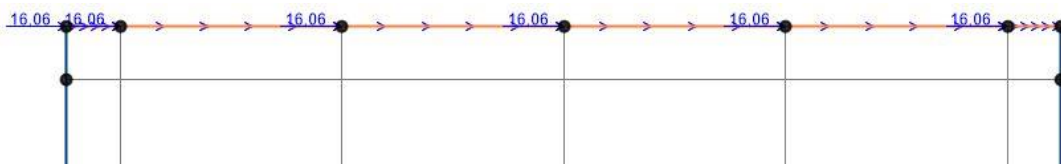


Figura 9.15: Azione di frenatura

9.4 CARICHI DA DEFORMAZIONI E VARIABILI (Q)

9.4.1 RITIRO E VISCOSITÀ

Per quanto riguarda le azioni da ritiro del calcestruzzo, la deformazione assiale totale sulla soletta superiore è stata valutata sommando i due contributi di deformazione per ritiro autogeno (ε_{ca}) e per essiccamento (ε_{cd}).

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

in cui

- $\varepsilon_{cd} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$; è il valore medio a tempo infinito della deformazione per essiccamento
- $\varepsilon_{ca} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$; è il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno

Per la valutazione delle componenti di deformazione da ritiro si considera:

$$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$u_r = 70 \%$$

La deformazione per ritiro al tempo iniziale ε_{c0} è funzione della resistenza caratteristica a compressione f_{ck} del calcestruzzo e dell'umidità relativa dell'ambiente in cui avviene la maturazione, mentre k_h è un coefficiente che dipende dalla dimensione fittizia h_0 della sezione definita dal seguente rapporto:

$$h_0 = 2 \left(\frac{A_c}{u} \right)$$

con

- A_c = sezione di cls;
- u = perimetro della sezione di cls esposto all'aria.

Considerando una striscia di larghezza 1 m, si hanno i seguenti parametri:

$$A_c = 10,30 \text{ m}^2$$

$$u = 22,60 \text{ m}$$

Da cui si ricava $h_0 = 911,50 \text{ mm}$. Il valore di k_h si ottiene da NTC 2018, tabella 11.2.Vb; per $h_0 > 500 \text{ mm}$ si ricava $k_h = 0.70$

Tab. 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,00
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Figura 9.16: Valori di k_h secondo NTC2018

Il valore di ε_{c0} si ottiene da NTC 2018, tabella 11.2.Va. ricavando per interpolazione i valori non tabellati; si ha quindi $\varepsilon_{c0} = -0,000404$

Tab. 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Figura 9.17: Valori di ϵ_{c0} secondo NTC2018

La deformazione a tempo infinito per ritiro autogeno è quindi:

$$\epsilon_{cd} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = -0,000283$$

mentre la deformazione a tempo infinito per essiccamento è pari a:

$$\epsilon_{ca} = -2.5 \cdot (32 - 10) \cdot 10^{-6} = -0,000055$$

La deformazione per ritiro totale a tempo infinito risulta

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0,000338$$

Il ritiro è un fenomeno lento e le massime sollecitazioni sulla struttura, valutate con i criteri appena esposti, si sviluppano solo nel lungo periodo. In tale arco temporale, anche il modulo di elasticità istantaneo del calcestruzzo subisce delle riduzioni per effetto dei fenomeni viscosi cui normalmente sono soggette tutte le strutture in c.a.

A causa dei fenomeni viscosi, il modulo elastico può assumere i valori ridotti che verranno determinati successivamente. Di conseguenza saranno soggette alla medesima riduzione anche tutte le sollecitazioni il cui effetto si sviluppa pienamente nel lungo periodo.

Il coefficiente di viscosità $\Phi(\infty, t_0)$ si ricava da NTC 2018, tabella 11.2.VI.

Tab. 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150 \text{ mm}$	$h_0 = 300 \text{ mm}$	$h_0 \geq 600 \text{ mm}$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Figura 9.18: Valori di $\Phi(\infty, t_0)$

Per $t_0 = 30$ giorni e $h_0 = 700$ mm si ricava: $\Phi(\infty, t_0) = 2,20$

Considerando che nel modello di calcolo è definito il modulo elastico istantaneo E_{cm} , mentre le sollecitazioni associate alle deformazioni per ritiro impedito possono essere stimate con riferimento a:

$$E_{c,\infty} = \frac{E_{cm}}{\phi(\infty, t_0)} = \frac{E_{cm}}{2.2}$$

ne segue che la deformazione per ritiro (o la variazione termica equivalente introdotta nel modello di calcolo) può essere ridotta dello stesso rapporto.

La deformazione per ritiro è quindi applicata agli elementi del modello strutturale che rappresentano la soletta superiore in termini di variazione termica negativa, assumendo come coefficiente di dilatazione termica del materiale: $\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001^\circ \text{C}^{-1}$

La variazione termica equivalente è pari a:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha} = -33,78 \text{ °C}$$

e pertanto la variazione termica equivalente ΔT_{eq}^* , ridotta per effetto della viscosità del calcestruzzo vale:

$$\Delta T_{eq}^* = \frac{\Delta T_{eq}}{\phi(\infty, t_0)} = -15,35 \text{ °C}$$

Il carico rientra nella categoria dei carichi permanenti strutturali ed è applicato sulla soletta superiore, poiché si considera il ritiro dei piedritti già avvenuto in fase di costruzione, quindi relativamente più vecchio.



Figura 9.19: Valori di applicazione per Ritiro

9.4.2 AZIONI TERMICHE

In accordo con l'NTC2018 ed l'Eurocodice 1 ed annessi, si definiscono due tipologie di azioni derivanti dalla temperatura, uniforme ed lineare tra intradosso ed estradosso degli elementi strutturali di soletta e piedritti.

Si considera come tipologia di impalcato il n.3a – “Impalcato di calcestruzzo” (vedi EN 1991-1-5:2004).

T° Uniforme: sia definita la Tmin e Tmax dell'aria all'ombra al livello del mare, pari rispettivamente a -11°C e 44°C.



Figura 9.20: T°min dell'aria all'ombra
(EC1-5- annesso nat)



Figura 9.21: T°max dell'aria all'ombra
(EC1-5- annesso nat)

Attraverso lo stesso Annesso-par A.1 si definisce la temperatura a quote > s.l.m., individuando Perugia (200 s.l.m. – Umbria) nella zona climatica II, quindi utilizzando le seguenti relazioni si definiscono le giuste $T_{min,h}$ e $T_{max,h}$:

$$T_{min,h} = T_{min} - 4,38 \frac{h}{1000} = -12,10 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{max,h} = T_{max} - 6,16 \frac{h}{1000} = 43,61 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Per la definizione delle componenti di temperature uniformi del ponte minime $T_{e,min}$ e massime $T_{e,max}$ andiamo a considerare il grafico presente nella EC2 - par. 6.1.3.1:

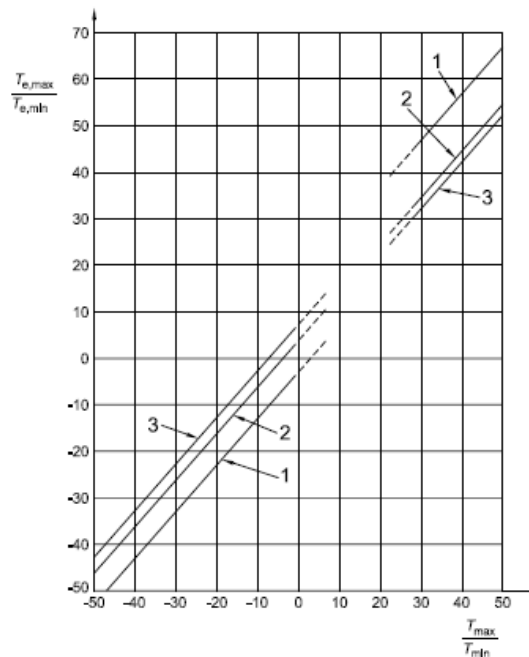


Figura 9.22: Correlazioni di temperatura minima e massima

PROGETTAZIONE ATI:

Si considera la traiettoria 3 (dettata dal tipo di impalcato): per interpolazione si ha $T_{e,min} = -4,44\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $T_{e,max} = 46,61\text{ }^{\circ}\text{C}$. All'impalcato si dovrà applicare un valore di temperatura dato da un intervallo tra le temperature precedentemente elencate ed una temperatura iniziale $T_0 = 15^{\circ}\text{C}$ (vedi annesso EC2 - A.1(3)). In particolare avremo:

$$\Delta T_{N,min} = T_0 - T_{e,min} = -19,44\text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,max} = T_{e,max} - T_0 = 31,61\text{ }^{\circ}\text{C}$$



Figura 9.23: T°max_uniforme

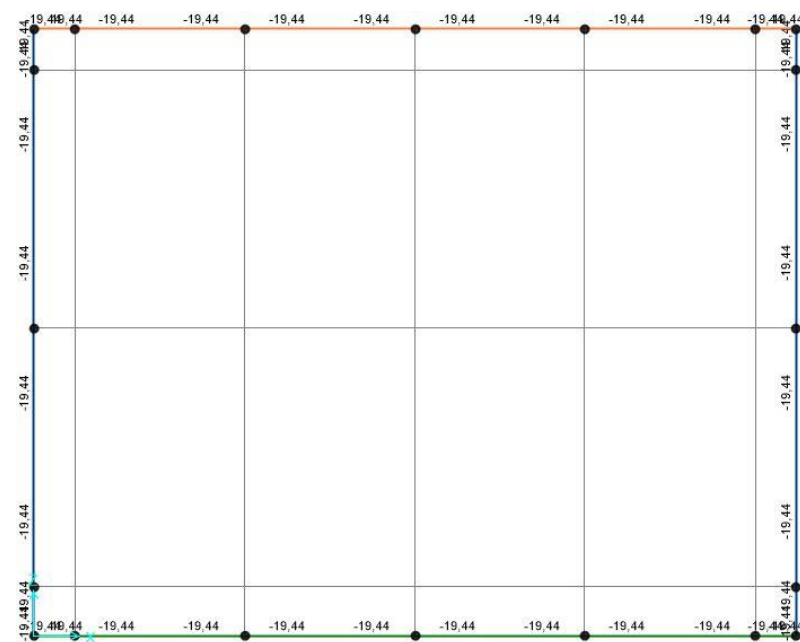


Figura 9.24: T°max_uniforme

PROGETTAZIONE ATI:

T° Lineare: sia definita la ΔT_{min} e ΔT_{max} per impalcati da ponte stradali secondo la EC2 – par. 6.1.4.1, da cui verranno considerati i valori di “tipo 3, impalcato di cls – piastra di cls”:

Tipo di impalcato	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
	$\Delta T_{M,heat}$ (°C)	$\Delta T_{M,cool}$ (°C)
Tipo 1: Impalcato di acciaio	18	13
Tipo 2: Impalcato a struttura composta	15	18
Tipo 3: Impalcato di calcestruzzo: - trave scatolare di calcestruzzo - trave di calcestruzzo - piastra di calcestruzzo	10 15 15	5 8 8
Nota 1 I valori forniti nel prospetto rappresentano i limiti superiori dei valori della componente di differenza di temperatura variabile linearmente per campioni rappresentativi della geometria del ponte.		
Nota 2 I valori forniti nel prospetto sono basati su una profondità di rivestimento di 50 mm per ponti stradali e ferroviari. Si raccomanda che, per altre profondità di rivestimento, questi valori siano moltiplicati per un fattore k_{sur} . I valori raccomandati per il fattore k_{sur} sono forniti nel prospetto 6.2.		

Figura 9.25: ΔT° per ponti stradali

Lo stesso EC2 raccomanda l'applicazione di un coefficiente k_{sur} per tenere conto dei diversi spessori di rivestimento (nel nostro caso si ha uno spessore della pavimentazione stradale > 750 mm):

Ponti stradali, pedonali e ferroviari						
Spessore della superficie	Tipo 1		Tipo 2		Tipo 3	
	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore	Parte superiore più calda della parte inferiore	Parte inferiore più calda della parte superiore
[mm]	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
Non rivestito	0,7	0,9	0,9	1,0	0,8	1,1
Impermeabilizzato ¹⁾	1,6	0,6	1,1	0,9	1,5	1,0
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,2	1,0	1,0	0,7	1,0
150	0,7	1,2	1,0	1,0	0,5	1,0
Massicciata (ballast) (750 mm)	0,6	1,4	0,8	1,2	0,6	1,0
1) Questi valori rappresentano i valori di limite superiore per colori scuri.						

Figura 9.26: k_{sur} per ponti stradali

Quindi i valori che verranno applicati per la struttura in esame saranno:

$$\Delta T_{max} = \Delta T_{max} * k_{sur} = 10^\circ C * 0,60 = 6^\circ C$$

$$\Delta T_{min} = \Delta T_{min} * k_{sur} = -5^\circ C * 0,60 = -3^\circ C$$

Secondo l'Eurocodice 1 – parte 1.5 [6.1.5], nel momento in cui sussiste la contemporaneità delle azioni di temperatura, i valori risultanti di Tmax e Tmin vanno moltiplicati per un coefficiente ω_N (se la differenza di T° maggiore è lineare) o ω_M (se la differenza di T° maggiore è uniforme).

Essendo questo il secondo il caso in questione, si hanno come valori da applicare i seguenti:

Combinazione di T° progetto		
Componente T° intera		T° Uni
<i>DTN,espansione</i>	31,61	°C
<i>DTN,compressione</i>	-19,44	°C
Differenza max ΔT	dT° uniforme	
Componente da ridurre:		T° Lin
<i>DTM,heat</i>	4,50	°C
<i>DTM,cool</i>	-2,25	°C

Tabella 9-5: Valori di temperatura applicati

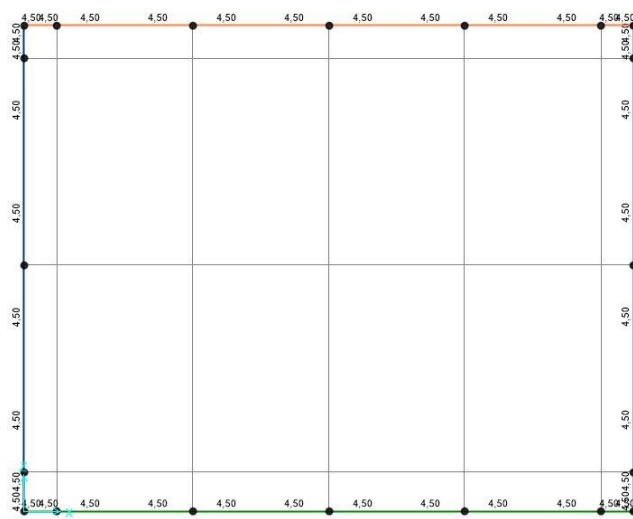


Figura 9.27: T°max_lineare

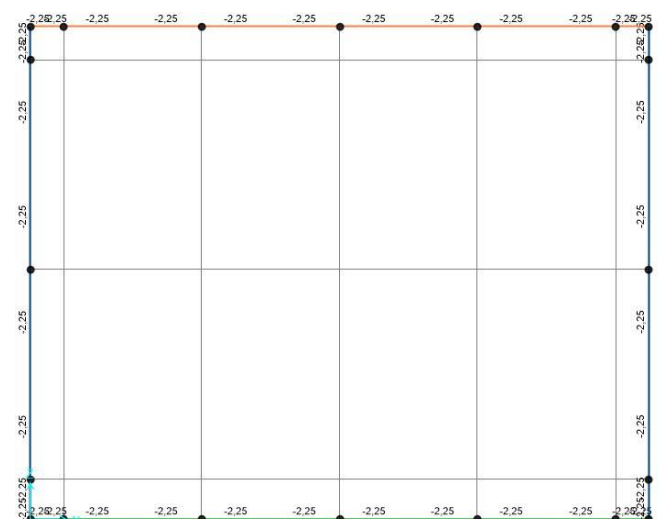


Figura 9.28: T°min_lineare

9.5 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

PROGETTAZIONE ATI:

- 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 solette. 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.

10. RISULTATI DEI MODELLI

Nei successivi paragrafi si riportano i diagrammi involuppo delle caratteristiche della sollecitazione interna. Come si può notare, i diagrammi ricavati dall'analisi si presentano pressoché asimmetrici rispetto all'asse dello scatolare in quanto si è supposto un unico verso delle azioni di avviamento/frenatura.

È chiaro che tali azioni possono, invece, agire in entrambi i versi; per tale motivo, le verifiche vengono condotte in virtù delle sollecitazioni più gravose per ogni elemento strutturale, in quanto l'armatura verrà poi disposta in maniera simmetrica.

Si vuole sottolineare che la variabilità delle sollecitazioni agenti nella struttura per spessori di ricoprimento anche molto differenti è minima ed i coefficienti di sicurezza con il quale sono progettati gli elementi strutturali sono ampiamente sufficienti a garantire il soddisfacimento di tutte le verifiche per variazioni in eccesso o in difetto delle sollecitazioni rispetto alla situazione qui rappresentata.

10.1 RIASSUNTO DELLE SOLLECITAZIONI

Nella successiva tabella sono descritte le sollecitazioni, per tipologia di involuppo di combinazione di carico, ed individuate per ogni elemento. Verranno descritte solo le sollecitazioni realmente necessarie al fine delle verifiche strutturali.

<i>Soletta Superiore</i>		<i>SLU - SLV</i>	<i>SLD – SLE Rara</i>	<i>SLE Freq</i>	<i>SLE QP</i>
<i>Sollecitazione</i>	<i>Joint</i>				
<i>M (kNm)</i>	16	-1137.80	-575.51	-127.51	-80.19
	18	830.43	597.83	490.04	244.01
	20	-1275.15	410.15	-257.53	-80.17
<i>T (kN)</i>	16	-476.50			
	18	265.22			
	20	483.70			
<i>N (kN)</i>	11				
	18				
	15				

Tabella 10-1: Risultati di involuppo per la soletta superiore

<i>Soletta Inferiore</i>		<i>SLU - SLV</i>	<i>SLD – SLE Rara</i>	<i>SLE Freq</i>	<i>SLE QP</i>
<i>Sollecitazione</i>	<i>Joint</i>				
M (kNm)	2	2074.36	1113.01	464.31	233.99
	5	1114.55	-874.22	-564.64	-383.00
	8	1852.80	971.74	233.98	233.97
T (kN)	3	718.71			
	5	763.93			
	7	-697.70			
N (kN)	1				
	5				
	9				

Tabella 10-2: Risultati di involuppo per la soletta inferiore

<i>Piedritti (sx – dx)</i>		<i>SLU - SLV</i>	<i>SLD – SLE Rara</i>	<i>SLE Freq</i>	<i>SLE QP</i>
<i>Sollecitazione</i>	<i>Joint</i>				
M (kNm)	10-14	-1326.90	-718.18	-319.36	124.59
	9-13	306.50	154.20	-94.37	8.38
	8-12	1667.89	940.37	464.01	281.90
T (kN)	10-14	442.50			
	9-13	407.63			
	8-12	771.67			
N (kN)	11-15		-392.98	-328.35	-187.71
	9-13		-471.69	-407.08	-266.38
	1-7		-576.06	-500.80	-256.34

Tabella 10-3: Risultati di involuppo per i piedritti

10.2 INCIDENZE

Elemento	Incidenza [kg/m ³]
Soletta superiore	185
Cordoli	300
Piedritto	280
Soletta inferiore	120

Tabella 10-4: Incidenze degli elementi del sottovia

10.3 DIAGRAMMI DI INVILUPPO

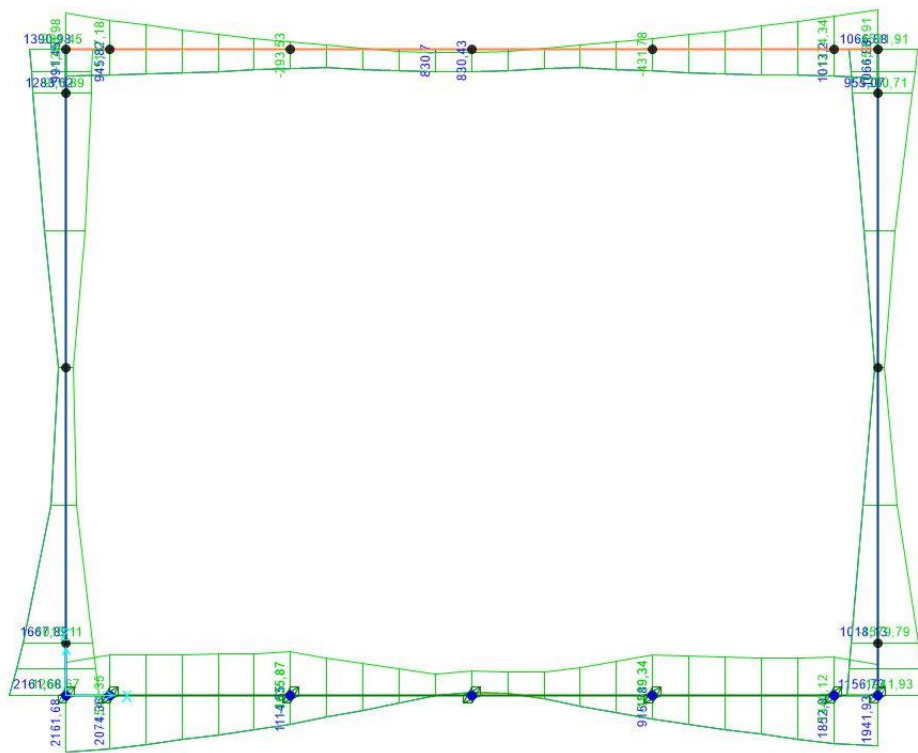


Figura 10.1: Inviluppo SLU-SLV, momento

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

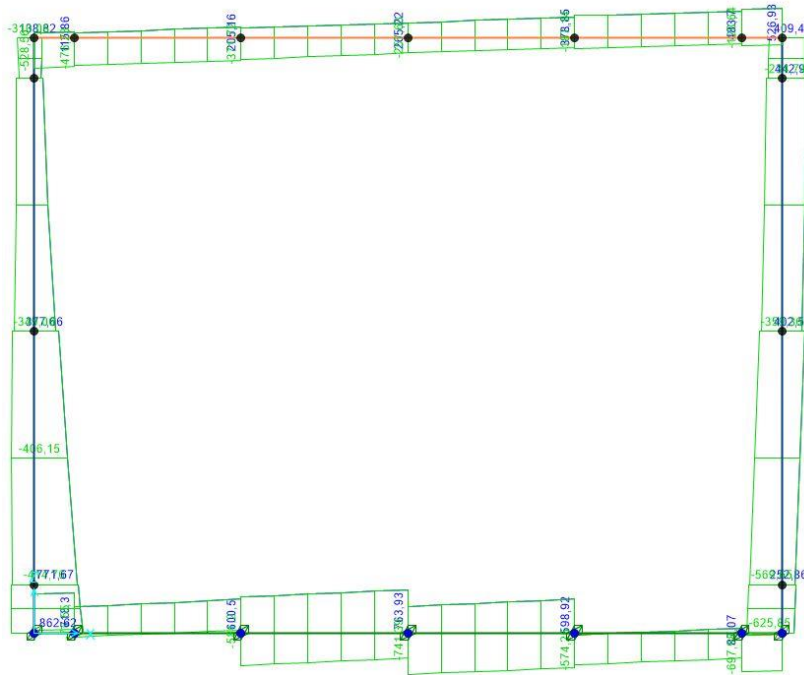


Figura 10.2: Inviluppo SLU-SLV, taglio

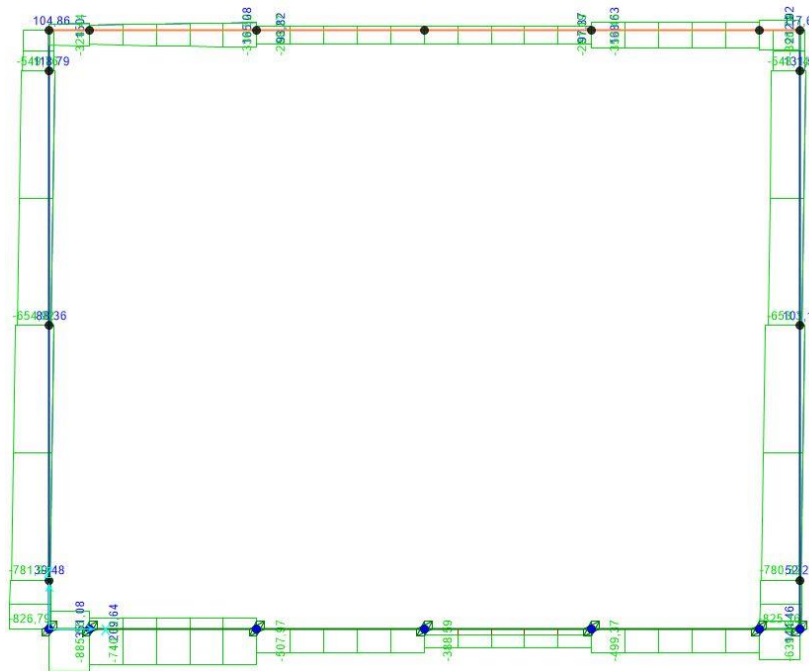


Figura 10.3: Inviluppo SLU-SLV, sforzo normale

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

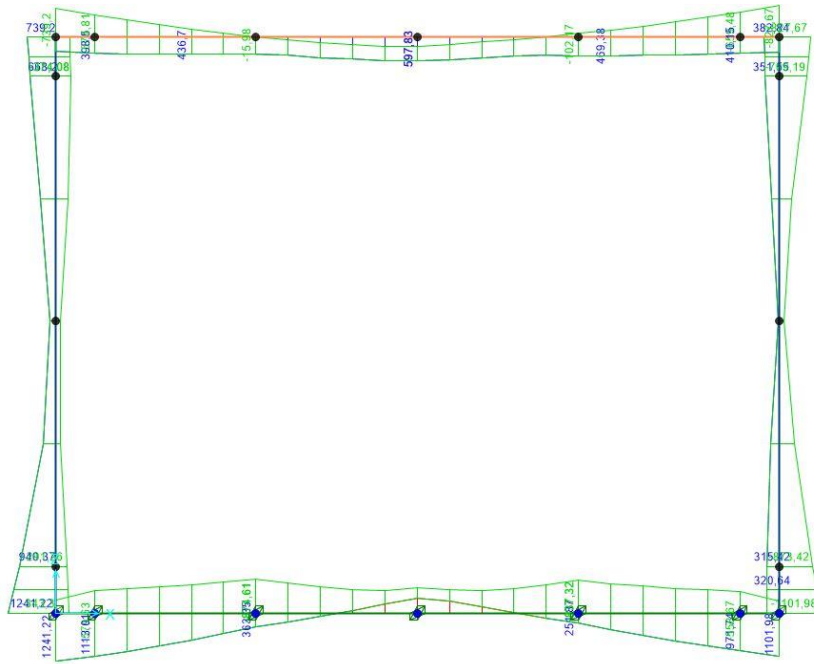


Figura 10.4: Inviluppo SLEr-SLD, momento

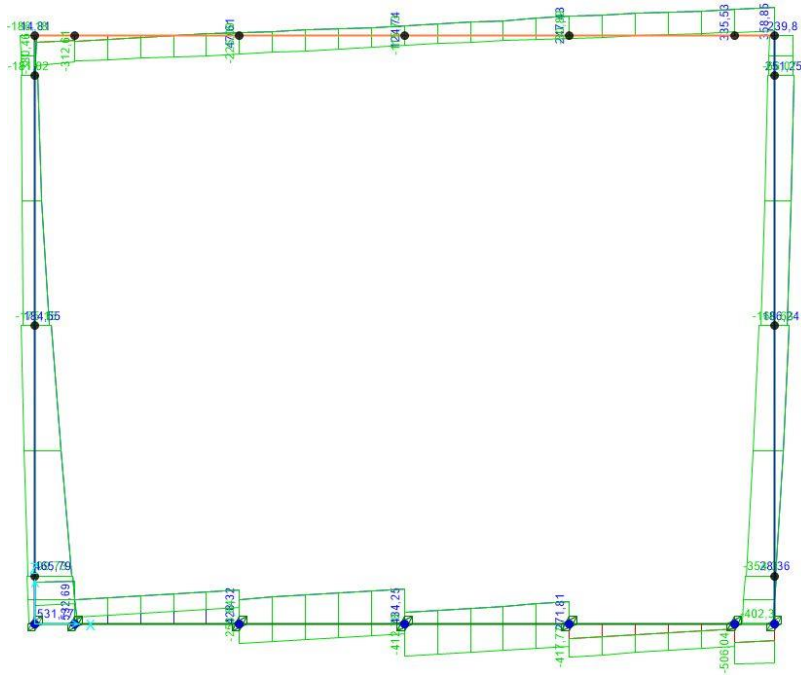


Figura 10.5: Inviluppo SLEr-SLD, taglio

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

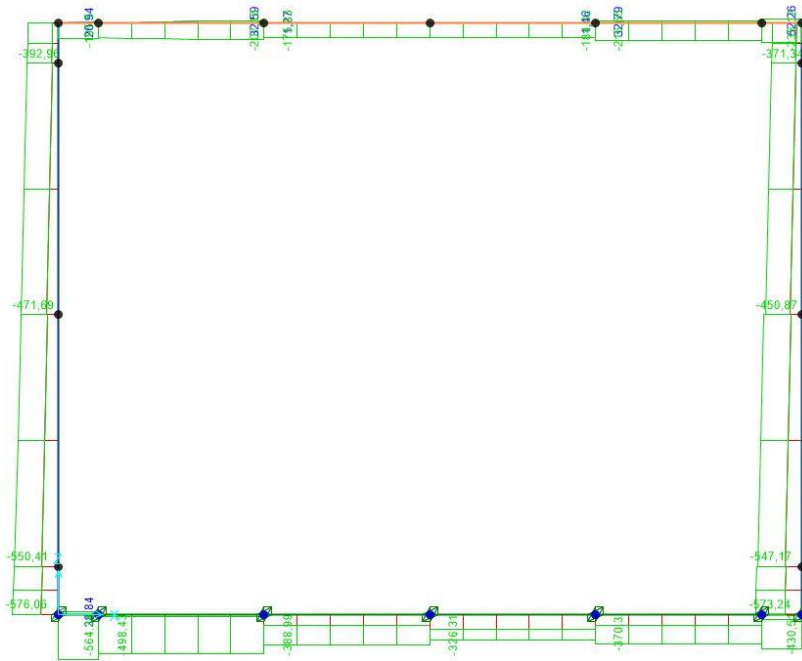


Figura 10.6: Involuppo SLEr-SLD, sforzo normale

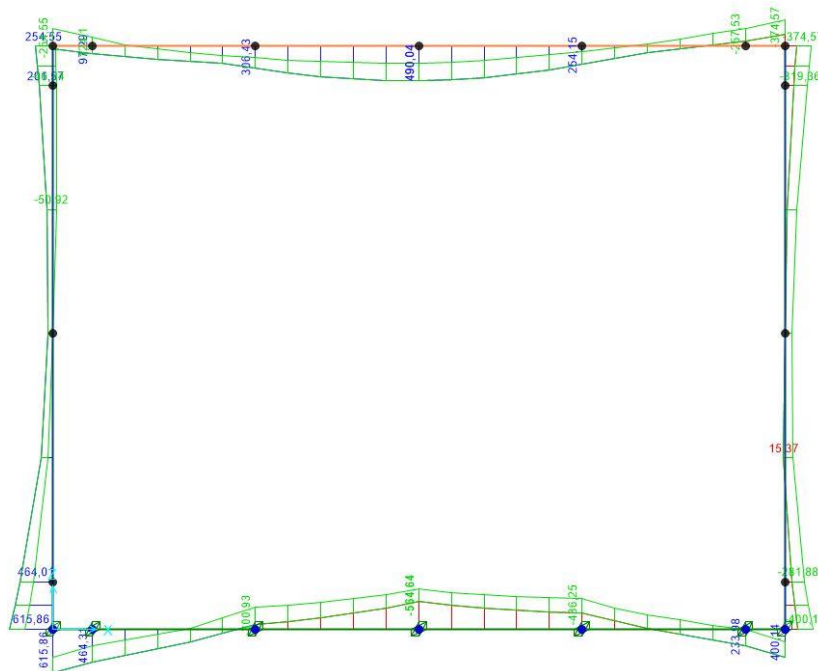


Figura 10.7: Involuppo SLE frequente, momento

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

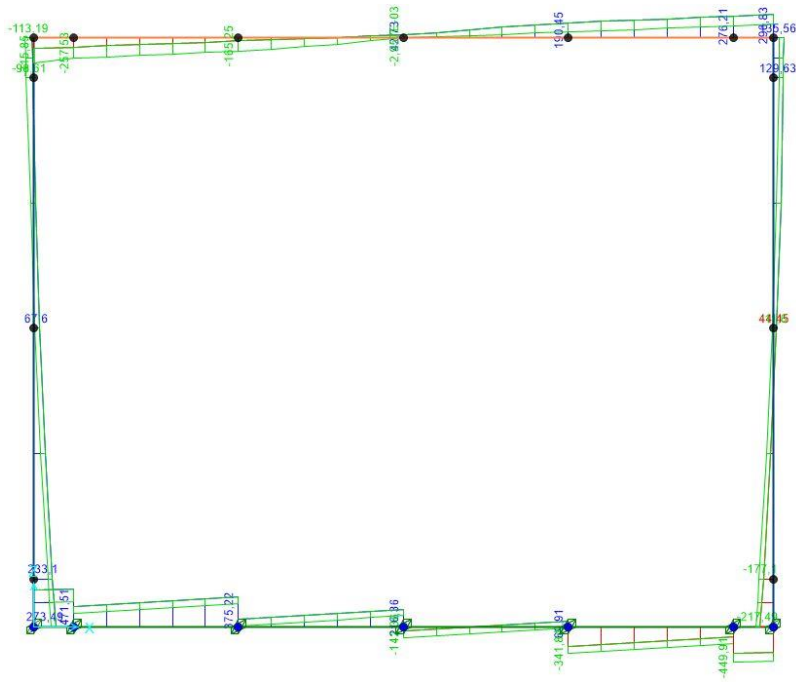


Figura 10.8: Inviluppo SLE frequente, taglio

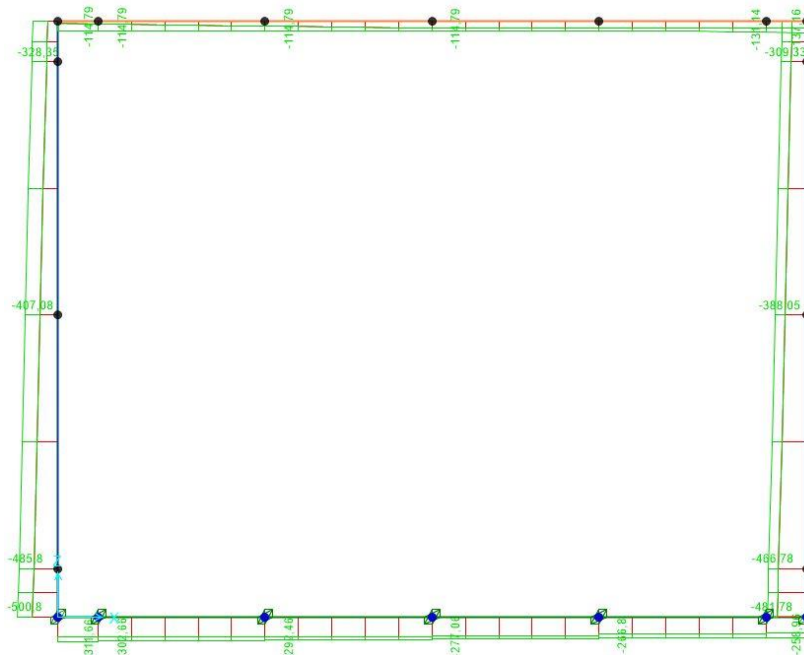


Figura 10.9: Inviluppo SLE frequente, sforzo normale

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

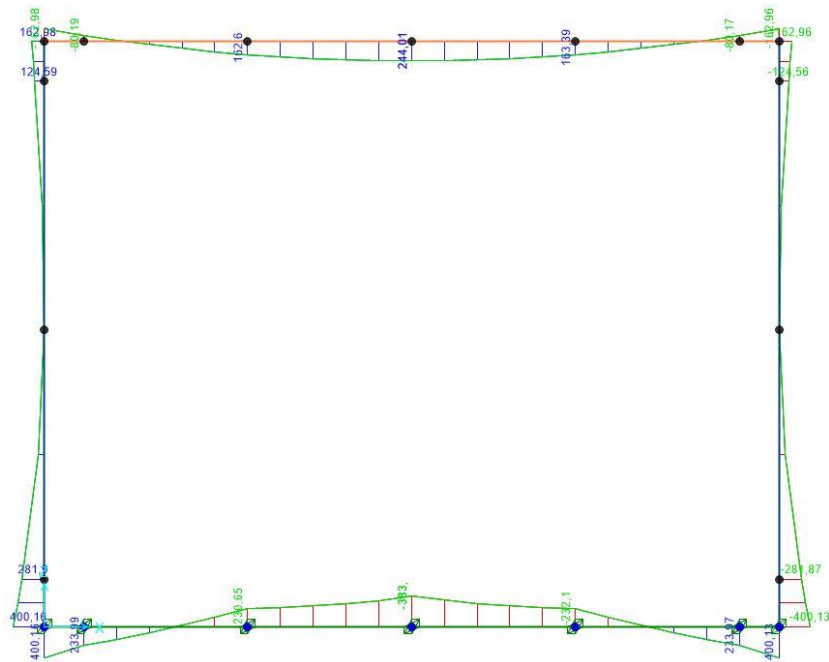


Figura 10.10: Inviluppo SLE quasi permanente, momento

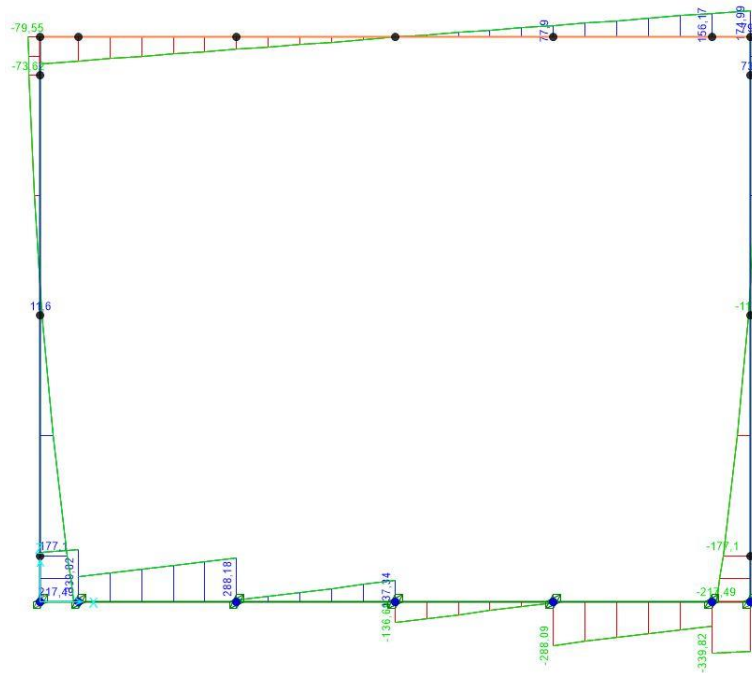


Figura 10.11: Inviluppo SLE quasi permanente, taglio

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

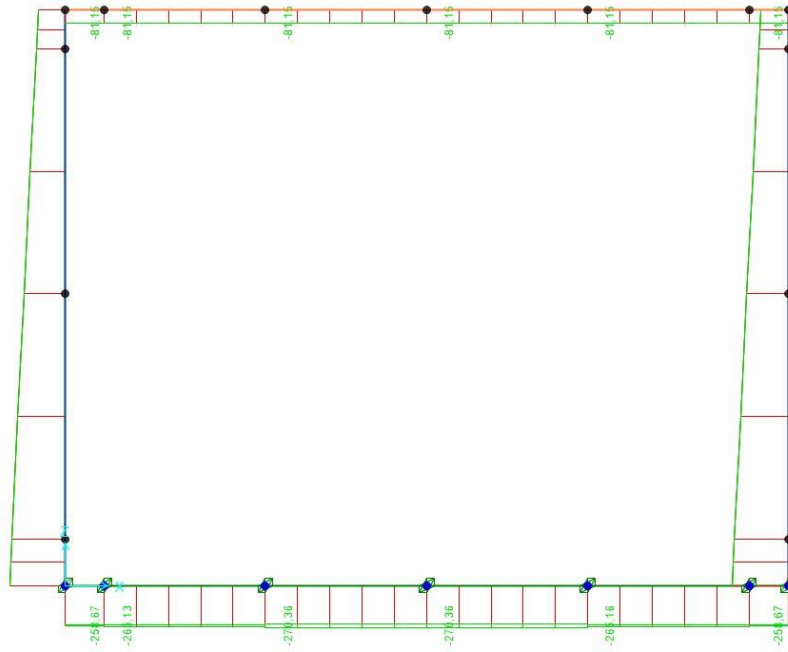


Figura 10.12: Involuppo SLE quasi permanente, sforzo normale

PROGETTAZIONE ATI:

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 SOLETTA INFERIORE

- Verifica a pressoflessione, estremità, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 2074.36 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\phi 24 + 5\phi 20)/\text{m} = 4524 + 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\phi 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 2481 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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	45,24	7,8
			2	45,24	112,2
			3	15,71	102,2

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

Diagramma della sezione rettangolare con armatura distribuita.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

- Verifica a taglio, estremità, SLU-SLV

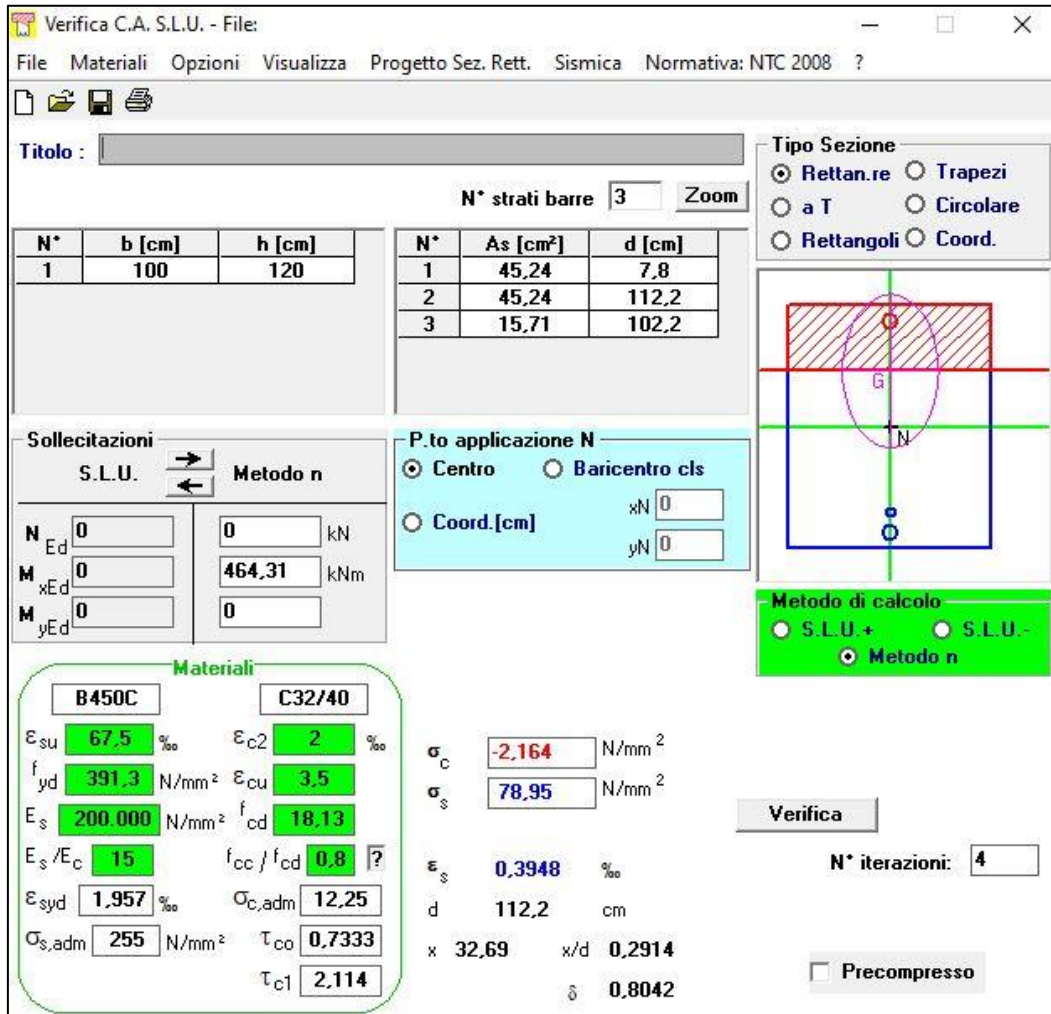
$$|V_{Ed}| = 718.71 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 893.78 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

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)			
Dati di input			
Rck		40	N/mm ²
fck		32	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls		18,13	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yd} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	718,71	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	120	cm = 1200 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa)
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	$d =$	112,20	cm = 1122 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
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	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,34	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
A_{s1} =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + 12b_{net}$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$	45,24	cm ² = 4523,893 mm ²
	$\rho_1 =$	0,0040	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²
	$V_{rd1} =$	449	kN
	$V_{rdmin} =$	377	kN
	$V_{rd1} =$	449,12	kN
			$V_{rd1} > V_{sd} ?$
			OCCORRE ARMARE A TAGLIO
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio			
Verifica delle bielle compresse: Vrcd			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c			
	$\sigma_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0,00 \leq \sigma_{cp} <$	4,53	$\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	$4,53 \leq \sigma_{cp} \leq$	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 ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	9,07	N/mm ² = 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
	$V_{rcd} =$	4577,76	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
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 ² = 226 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	100,57	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	$V_{rsd} =$	893,78	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA

- Verifiche a fessurazione, estremità, 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: 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	45,24	7,8
			2	45,24	112,2
			3	15,71	102,2

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 464,31 kNm
 M_{yEd} 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 _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

σ_c -2,164 N/mm²
 σ_s 78,95 N/mm²
 ε_s 0,3948 ‰
 d 112,2 cm
 x 32,69 x/d 0,2914
 δ 0,8042

Verifica N° iterazioni: 4

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:

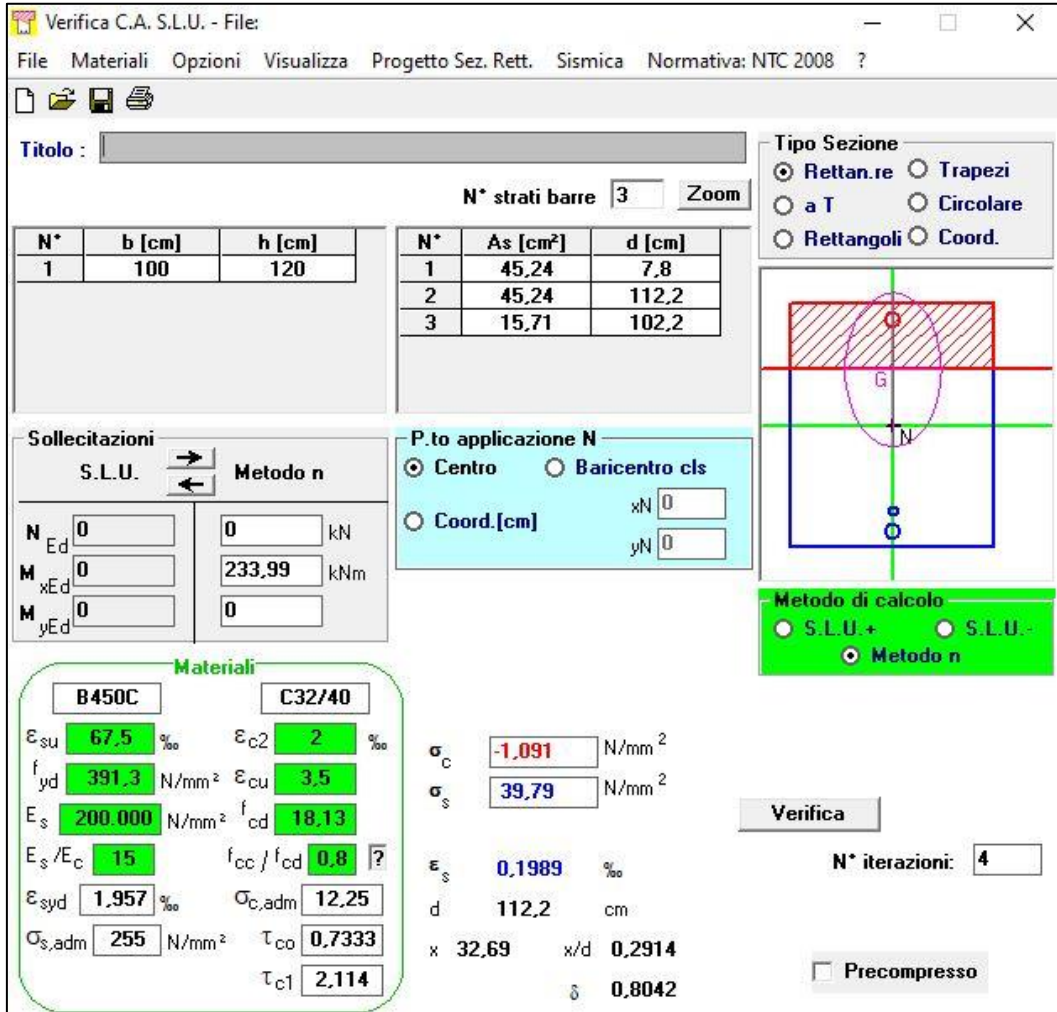
$$w_k = 0.06 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

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

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Caratteristiche della sezione			
Altezza della sezione	h	1200	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1122	[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 _{sf.1}	4524	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf.2}	1571	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf.3}	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm}	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s	210000	[MPa]
DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k ₁	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k _C	0,24	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A _{s,min} [mm ²]	1458,60	OK
DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ _C	2,16	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	78,95	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	326,90	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s	6095	[mm ²]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A _{c,eff.min}	195000	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff}	0,03	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k _t	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min}	0,00023	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.}	0,00016	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}]	0,00023	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq}	22,82	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,rif}	257,06	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁	0,800	[-]
	k ₂	0,500	[-]
	k ₃	3,400	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	260	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w _{k,lim}	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w _k	0,059	[mm]

- Verifiche a fessurazione, estremità, 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 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	120	1	45,24	7,8
			2	45,24	112,2
			3	15,71	102,2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 233,99 kNm
M_{yEd} 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_{su} 67,5 % ε_{c2} 2 %
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

σ_c -1,091 N/mm²
σ_s 39,79 N/mm²
ε_s 0,1989 %
d 112,2 cm
x 32,69 x/d 0,2914
δ 0,8042

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2 della NTC, la verifica delle tensioni di esercizio risulta soddisfatta poiché:

- $\sigma_{c,max} = 1.09 \leq \sigma_{c,lim} = 19.20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 39.79 \leq \sigma_{s,lim} = 360 \text{ MPa}$.

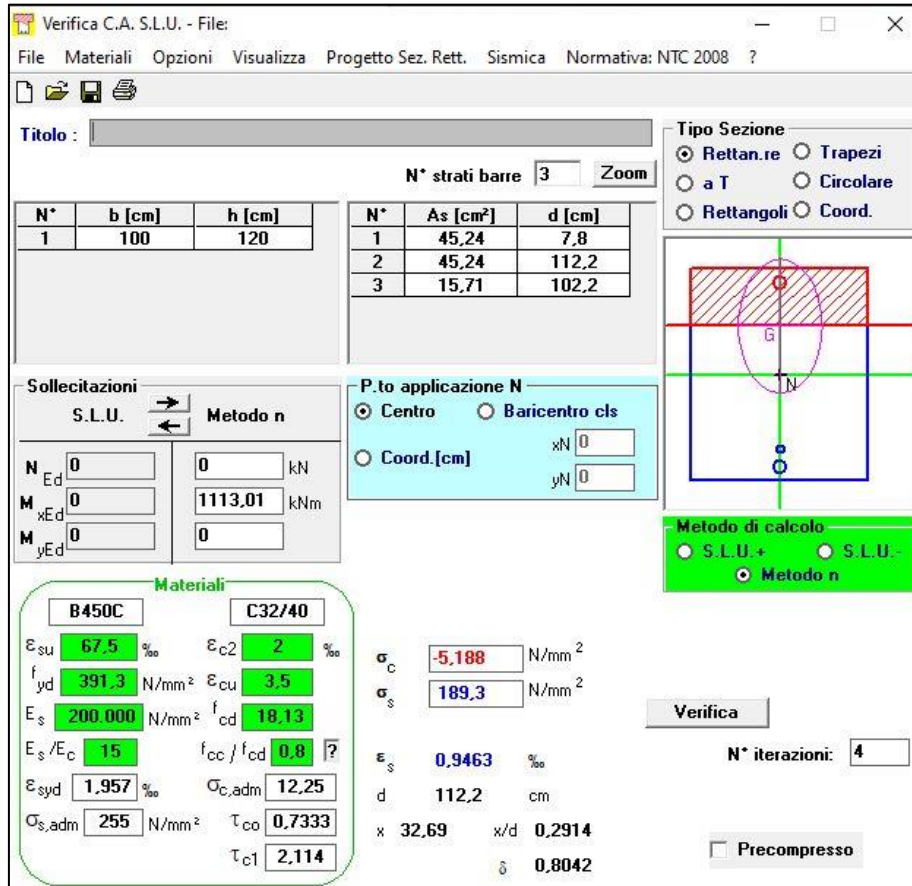
Visti i bassi valori di tensione di cls e acciaio, si dimostra che il valore di tensione dell'acciaio, spaziatura e diametro ferri rientra nei valori massimi permessi dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III:

- Per $w_2 = 0.30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $\varnothing_{max} = 32 \text{ mm}$;
- Per $w_2 = 0.30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $S_{max} = 250 \text{ mm}$.

- Verifica delle tensioni, estremità, 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 section properties. The 'Materiali' section lists properties for B450C and C32/40. The 'P.to applicazione N' section shows the application point at the center. The 'Metodo di calcolo' is set to 'Metodo n'. The 'Verifica' section shows results: $\sigma_c = -5.188 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 189.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_s = 0.9463 \%$, $d = 112.2 \text{ cm}$, $x = 32.69$, $x/d = 0.2914$, and $\delta = 0.8042$. The number of iterations is 4.

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

- $\sigma_{c,max} = 5.19 \leq 19.20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 189.30 \leq 360 \text{ MPa}$.

- 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	ρ [%]	ρ' [%]	As,eff [mm ²]	As,calc [mm ²]	$\lambda \text{ lim}$	FS
valore	1000	1000	10300	10,30	1,0	0,568	0,422	6092	2948	36,39	3,53
	verifica -->			OK							

- Verifica a pressoflessione, centrale, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 1114.55 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\phi 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\phi 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1902 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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]
1	100	120

N*	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	7,8
2	45,24	112,2
3	0	0

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

Diagramma sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} 1.902 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 39,89 ‰
d 112,2 cm
x 9,051 x/d 0,08067
δ 0,7

- Verifica a taglio, centrale, SLU-SLV

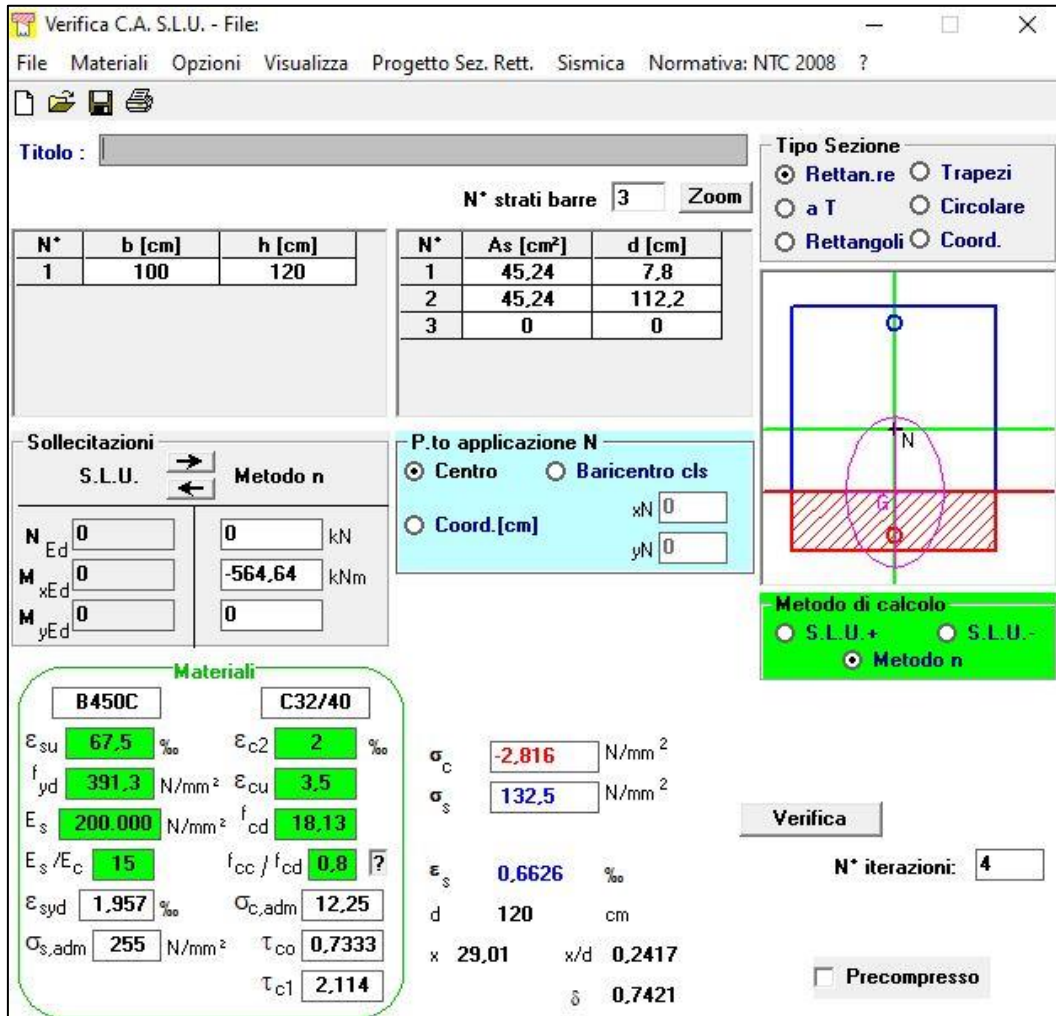
$$|V_{Ed}| = 763.93 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 893.78 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

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)			
Dati di input			
Rck		40	N/mm ²
fck		32	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls		18,13	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	763,93	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	120	cm = 1200 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa)
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	$d =$	112,20	cm = 1122 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
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	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,34	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+10d oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$	45,24	cm ² = 4523,893 mm ²
	$\rho_1 =$	0,0040	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²
	$V_{rd1} =$	449	kN
	$V_{rdmin} =$	377	kN
	$V_{rd1} =$	449,12	kN
			$V_{rd1} > V_{sd} ?$
			OCCORRE ARMARE A TAGLIO
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio			
Verifica delle bielle compresse: Vrcd			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c			
	$\sigma_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0,00 \leq \sigma_{cp} <$	4,53	$\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	$4,53 \leq \sigma_{cp} \leq$	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 ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	9,07	N/mm ² = 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
	$V_{rcd} =$	4577,76	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
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 ² = 226 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	100,57	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	$V_{rsd} =$	893,78	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA

- Verifiche a fessurazione, centrale, 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	45,24	7,8
2	45,24	112,2
3	0	0

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

Materiali

B450C **C32/40**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

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_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

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:

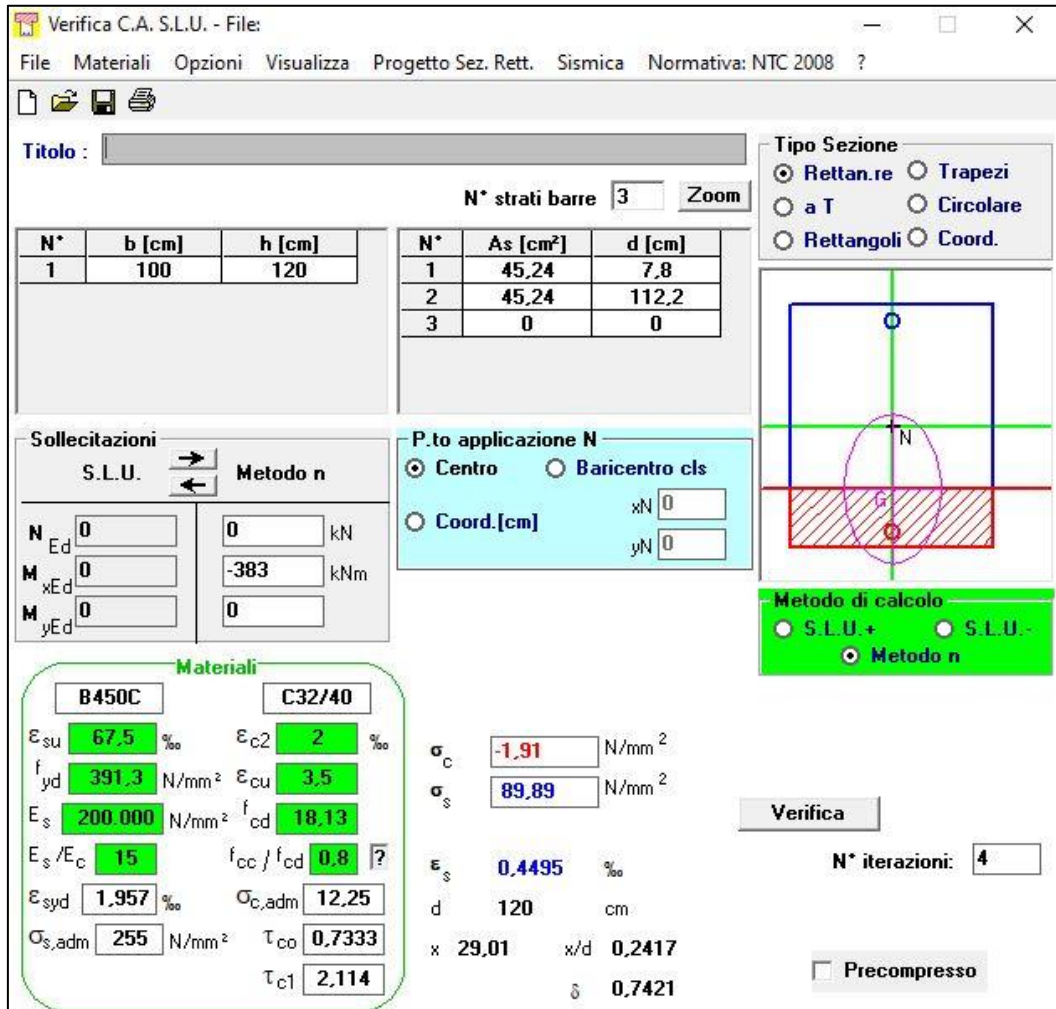
$$w_k = 0.12 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

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

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Caratteristiche della sezione			
Altezza della sezione	h	1200	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	1122	[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 _{st.1}	4524	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.2}	0	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.3}	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm}	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s	210000	[MPa]
DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k ₁	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k _C	0,19	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A _{s,min} [mm ²]	1458,60	OK
DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ _C	2,82	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	132,5	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	290,10	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s	4524	[mm ²]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A _{c,eff.min}	195000	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff}	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k _t	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min}	0,00038	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.}	0,00035	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}]	0,00038	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq}	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,rif}	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁	0,800	[-]
	k ₂	0,500	[-]
	k ₃	3,400	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	312	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w _{k,lim}	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w _k	0,118	[mm]

- Verifiche a fessurazione, centrale, 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	120	1	45,24	7,8
			2	45,24	112,2
			3	0	0

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

Materiali

B450C **C32/40**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

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_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

d cm

x x/d δ

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2 della NTC, la verifica delle tensioni di esercizio risulta soddisfatta poiché:

- $\sigma_{c,max} = 1.91 \leq \sigma_{c,lim} = 19.20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 89.89 \leq \sigma_{s,lim} = 360 \text{ MPa}$.

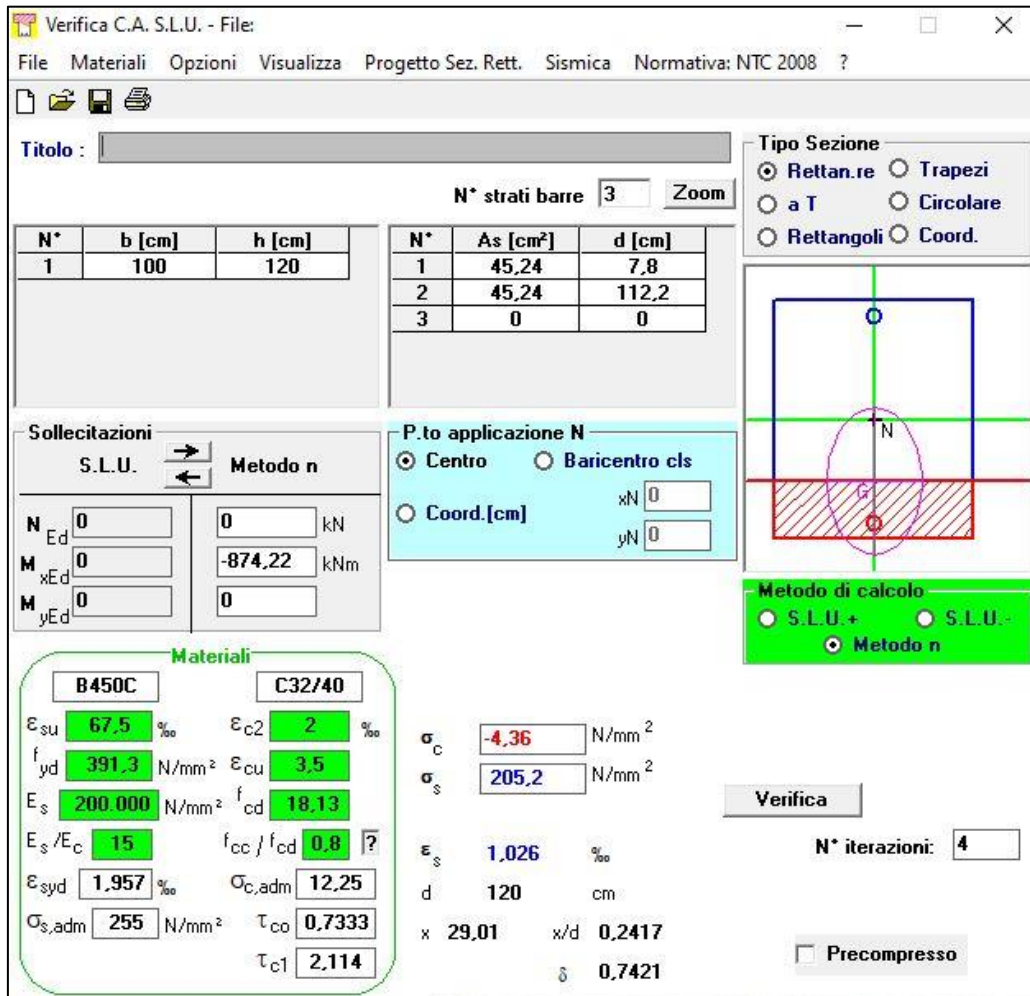
Visti i bassi valori di tensione di cls e acciaio, si dimostra che il valore di tensione dell'acciaio, spaziatura e diametro ferri rientra nei valori massimi permessi dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III:

- Per $w_2 = 0.30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $\varnothing_{max} = 32 \text{ mm}$;
- Per $w_2 = 0.30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $S_{max} = 250 \text{ mm}$.

- Verifica delle tensioni, estremità, 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 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	7,8
2	45,24	112,2
3	0	0

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 -874,22 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

σ_c -4,36 N/mm²
 σ_s 205,2 N/mm²
 ε_s 1,026 ‰
 d 120 cm
 x 29,01 x/d 0,2417
 δ 0,7421

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

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

- $\sigma_{c,max} = 4.36 \leq 19.20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 205.20 \leq 360 \text{ MPa}$.

11.2 PIEDRITTO

- Verifica a pressoflessione, estremità, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 1667.89 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\phi 24 + 5\phi 20)/\text{m} = 4524 + 1571 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\phi 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1972 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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	100	1	45,24	8,8
			2	45,24	91,2
			3	15,71	81,2

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

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

Retta Deviata

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Retta Deviata

N° rett. 100

L₀ cm Col. modello

Precompresso

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

M_{xRd} 1.972 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 24,59 ‰
 d 91,2 cm
 x 11,37 x/d 0,1246
 δ 0,7

- Verifica a taglio, estremità, SLU-SLV

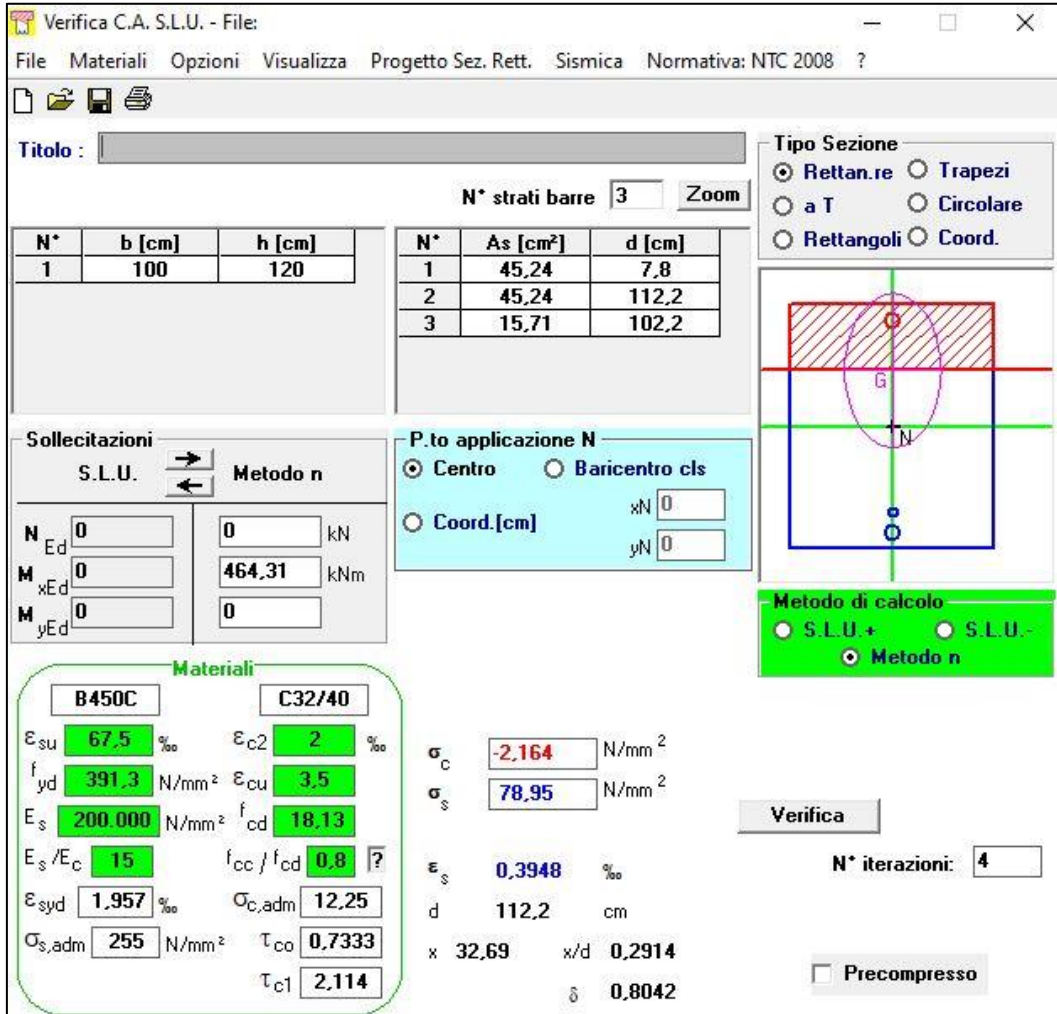
$$|V_{Ed}| = 625.65 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 1101.70 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio $A_{Sv} = \phi 12/10 - br. 3$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Dati di input			
Rck		40	N/mm ²
fck		32	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls		18,13	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yd} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	771,67	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	100	cm = 1000 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa)
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	$d =$	92,20	cm = 922 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1,47	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,35	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1bnet oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$	45,24	cm ² = 4523,893 mm ²
	$\rho_1 =$	0,0049	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²
	$V_{rd1} =$	406	kN
	$V_{rdmin} =$	324	kN
	$V_{rd1} =$	406,08	kN
			$V_{rd1} > V_{sd} ?$
			OCCORRE ARMARE A TAGLIO
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio			
Verifica delle bielle compresse: Vrcd			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c			
	$\sigma_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0,00 \leq \sigma_{cp} <$	4,53	$\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	$4,53 \leq \sigma_{cp} \leq$	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 ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	9,07	N/mm ² = 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
	$V_{rcd} =$	3761,76	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Passo delle staffe	$s =$	10	cm = 100 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Braccia resistenti	$n =$	3	
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	3,39	cm ² = 339 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	100,57	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	$V_{rsd} =$	1101,70	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA

- Verifiche a fessurazione, estremità, 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	45,24	7,8
2	45,24	112,2
3	15,71	102,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 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:

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

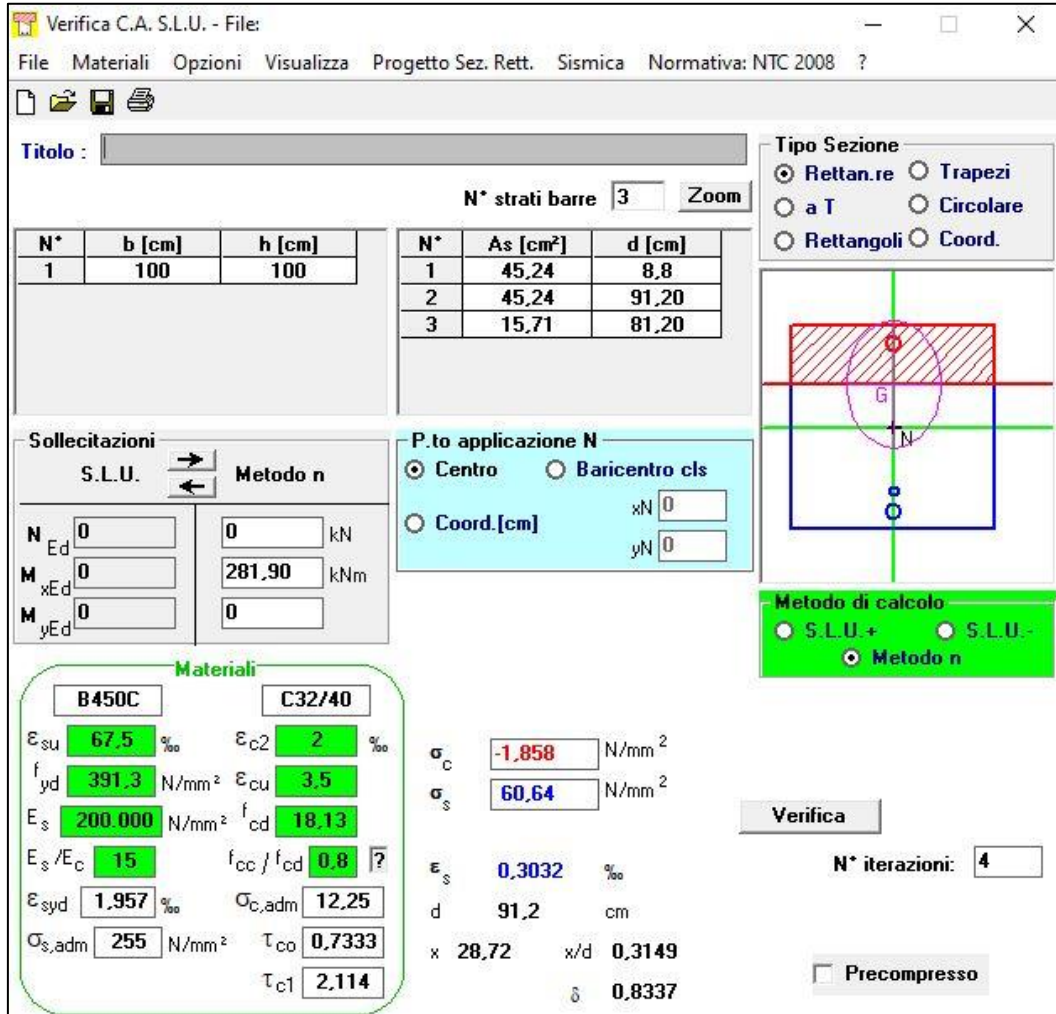
Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

$$w_k = 0.08 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

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

Caratteristiche della sezione			
Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	912	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	88	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.1}	4524	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.2}	1571	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.3}	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm}	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s	210000	[MPa]
DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k ₁	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k _C	0,13	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A _{s,min} [mm ²]	1185,60	OK
DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ _C	3,06	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	99,81	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	287,20	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s	6095	[mm ²]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A _{c,eff.min}	220000	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff}	0,03	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k _t	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min}	0,00029	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.}	0,00023	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}]	0,00029	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq}	22,82	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,rif}	257,06	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁	0,800	[-]
	k ₂	0,500	[-]
	k ₃	3,400	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	276	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w _{k,lim}	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w _k	0,079	[mm]

- Verifiche a fessurazione, estremità, 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	45,24	8,8
2	45,24	91,20
3	15,71	81,20

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Materiali:
B450C **C32/40**
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ

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

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2 della NTC, la verifica delle tensioni di esercizio risulta soddisfatta poiché:

- $\sigma_{c,max} = 1,86 \leq \sigma_{c,lim} = 19,20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 60,64 \leq \sigma_{s,lim} = 360 \text{ MPa}$.

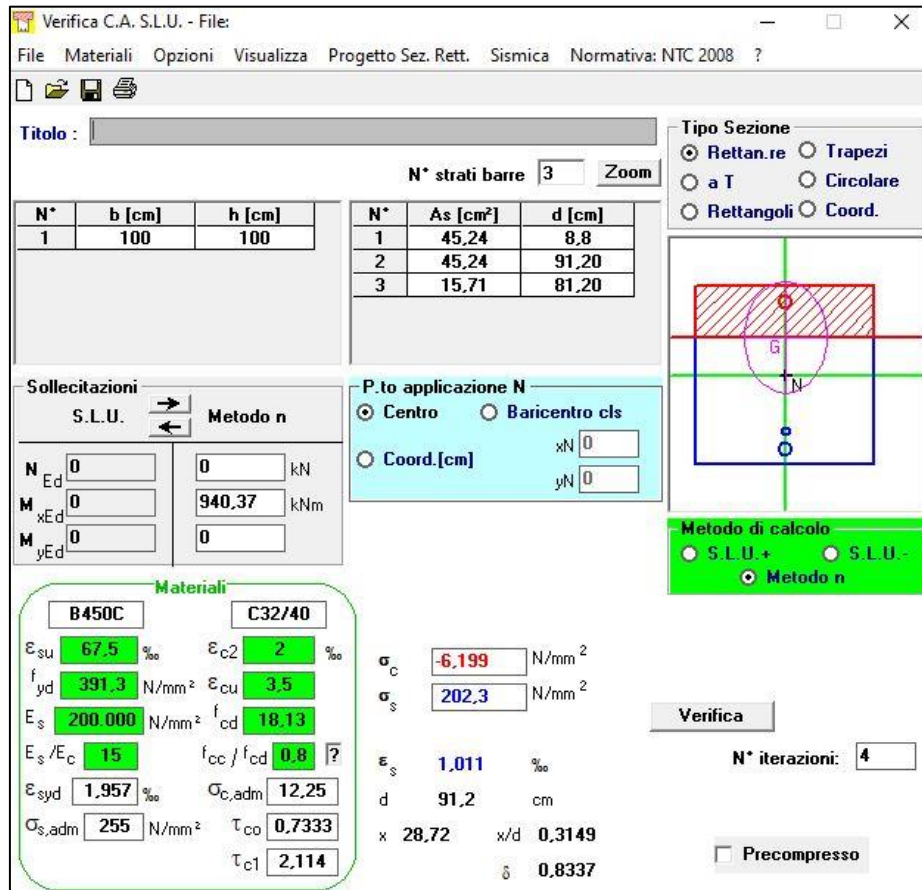
Visti i bassi valori di tensione di cls e acciaio, si dimostra che il valore di tensione dell'acciaio, spaziatura e diametro ferri rientra nei valori massimi permessi dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III:

- Per $w_2 = 0,30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $\varnothing_{max} = 32 \text{ mm}$;
- Per $w_2 = 0,30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $S_{max} = 250 \text{ mm}$.

- Verifica delle tensioni, estremità, 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 section properties. The 'Materiali' section shows properties for B450C and C32/40. The 'P.to applicazione N' section shows the application point at the center. The 'Metodo di calcolo' section shows 'Metodo n' selected. The 'Verifica' section shows the number of iterations as 4. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	45,24	8,8
2			2	45,24	91,20
3			3	15,71	81,20

Materiali:

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67,5 %	2 %
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5 %
E_s	200.000 N/mm²	18,13
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 %	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,7333
τ_{c1}		2,114

Calcolo:

σ_c	-6,199 N/mm²
σ_s	202,3 N/mm²
ϵ_s	1,011 %
d	91,2 cm
x	28,72
x/d	0,3149
δ	0,8337

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

- $\sigma_{c,max} = 6.20 \leq 19.20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 202.30 \leq 360 \text{ MPa}$.

- 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	ρ [%]	ρ' [%]	As,eff [mm²]	As,calc [mm²]	λ_{lim}	FS
valore	1000	1000	6300	6,30	1,0	0,707	0,525	6092	3098	32,55	5,17
	verifica -->			OK							

- Verifica a pressoflessione, centrale, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 306.50 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\phi 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\phi 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1527 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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	100	1	45,24	8,8
			2	45,24	91,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 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
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} 1.527 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 29,02 ‰
 d 91,2 cm
 x 9,814 x/d 0,1076
 δ 0,7

- Verifica a taglio, centrale, SLU-SLV

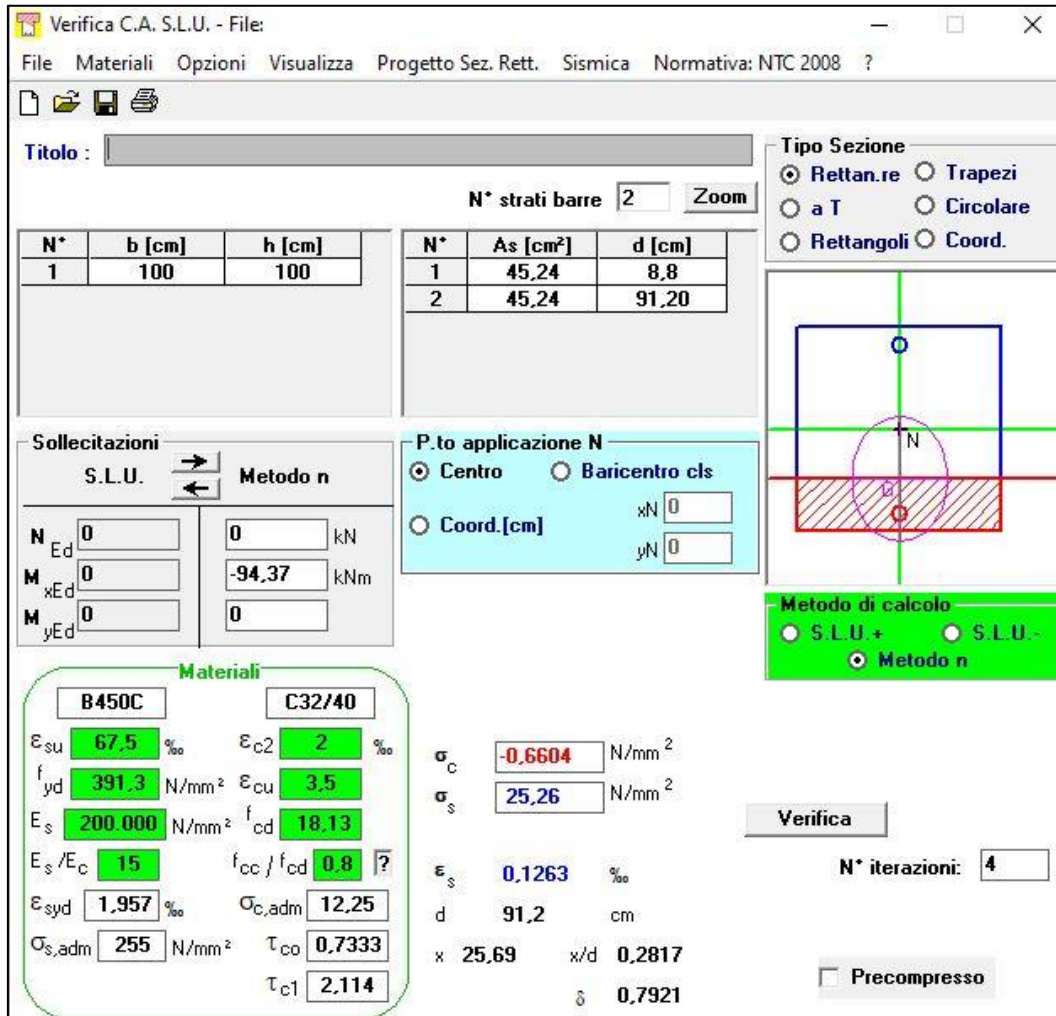
$$|V_{Ed}| = 407.63 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 734.46 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

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)			
Dati di input			
Rck		40	N/mm ²
fck		32	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls		18,13	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	407,63	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	100	cm = 1000 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa)
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	$d =$	92,20	cm = 922 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1,47	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,35	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
A_{s1} =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d + 12 \times \phi_{st}$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$	45,24	cm ² = 4523,893 mm ²
	$\rho_1 =$	0,0049	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²
	$V_{rd1} =$	406	kN
	$V_{rdmin} =$	324	kN
	$V_{rd1} =$	406,08	kN
			$V_{rd1} > V_{sd} ?$
			OCCORRE ARMARE A TAGLIO
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio			
Verifica delle bielle compresse: Vrcd			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c			
	$\sigma_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0,00 \leq \sigma_{cp} <$	4,53	$\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	$4,53 \leq \sigma_{cp} \leq$	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 ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	9,07	N/mm ² = 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
	$V_{rcd} =$	3761,76	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
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 ² = 226 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	100,57	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	$V_{rsd} =$	734,46	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA

- Verifiche a fessurazione, centrale, 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	100	1	45,24	8,8
			2	45,24	91,20

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 -94,37 kNm
M_{yEd} 0 0

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_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{cl} 2,114

σ_c -0,6604 N/mm²
σ_s 25,26 N/mm²
ε_s 0,1263 ‰
d 91,2 cm
x 25,69 x/d 0,2817
δ 0,7921

Verifica

N° iterazioni: 4

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:

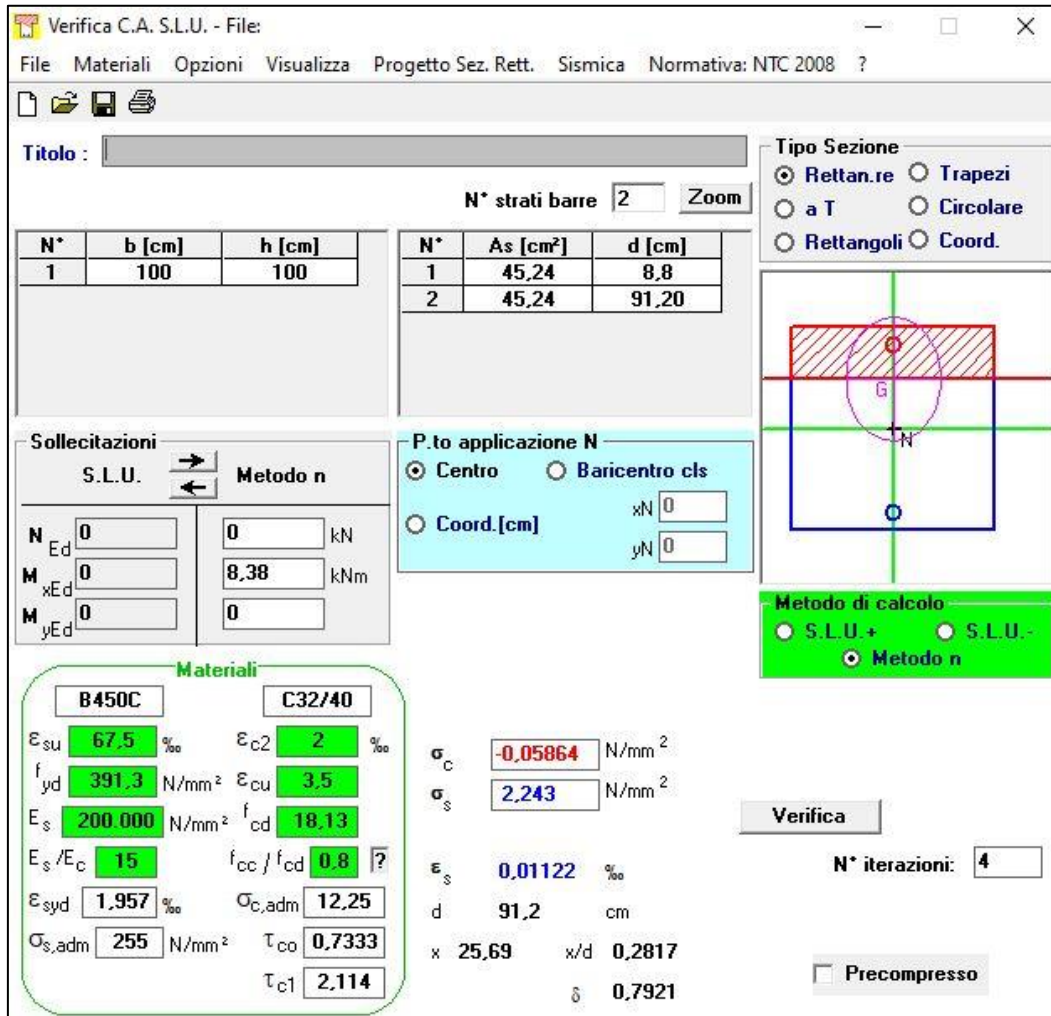
$$w_k = 0.02 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

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

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Caratteristiche della sezione			
Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	1000	[mm]
Altezza utile della sezione	d	912	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	88	[mm]
Copriferro dell'armatura	c	40	[mm]
<u>Armatura tesa ordinaria (1°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.1}	4524	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.2}	0	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.3}	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm}	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s	210000	[MPa]
DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.6.1.1)			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k ₁	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k _C	0,34	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A _{s,min} [mm ²]	1185,60	OK
DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ _C	0,66	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	25,26	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	256,90	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s	4524	[mm ²]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A _{c,eff.min}	220000	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff}	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k _t	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min}	0,00007	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.}	-0,00020	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}]	0,00007	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq}	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,rif}	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁	0,800	[-]
	k ₂	0,500	[-]
	k ₃	3,400	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	334	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w _{k,lim}	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w _k	0,024	[mm]

- Verifiche a fessurazione, centrale, 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	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	8,8
2	45,24	91,20

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. → Metodo n
 ← Metodo n

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

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

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

σ_c -0,05864 N/mm²
 σ_s 2,243 N/mm²
 ε_s 0,01122 ‰
 d 91,2 cm
 x 25,69 x/d 0,2817
 δ 0,7921

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2 della NTC, la verifica delle tensioni di esercizio risulta soddisfatta poiché:

- $\sigma_{c,max} = 0,06 \leq \sigma_{c,lim} = 19,20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 2,24 \leq \sigma_{s,lim} = 360 \text{ MPa}$.

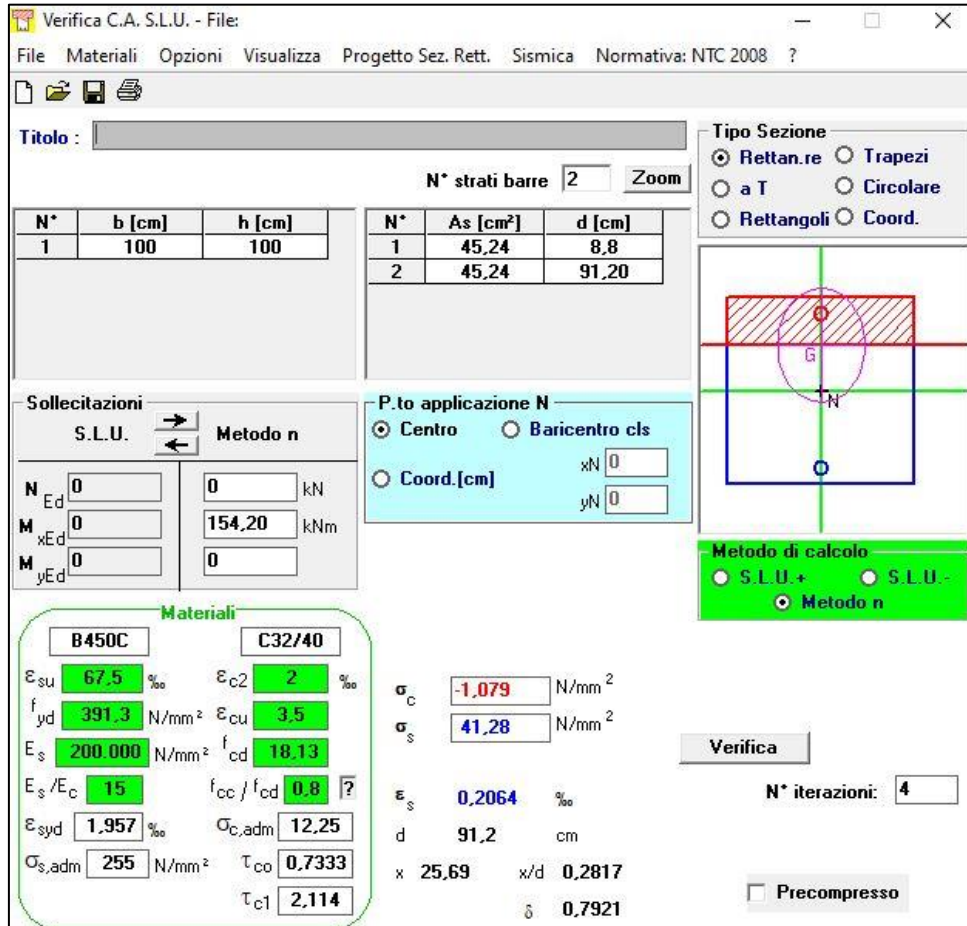
Visti i bassi valori di tensione di cls e acciaio, si dimostra che il valore di tensione dell'acciaio, spaziatura e diametro ferri rientra nei valori massimi permessi dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III:

- Per $w_2 = 0,30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $\varnothing_{max} = 32 \text{ mm}$;
- Per $w_2 = 0,30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $S_{max} = 250 \text{ mm}$.

- Verifica delle tensioni, centrale, 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	100	1	45,24	8,8
			2	45,24	91,20

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

Diagramma della sezione trasversale con punti G (centro) e N (baricentro cls).

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

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

Materiali: B450C e C32/40

Proprietà	B450C	C32/40
ϵ_{su}	67.5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd} 18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0.7333
		τ_{cl} 2.114

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

Calcoli risultati:

- σ_c -1.079 N/mm²
- σ_s 41.28 N/mm²
- ϵ_s 0.2064 ‰
- d 91.2 cm
- x 25.69 x/d 0.2817
- δ 0.7921

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

- $\sigma_{c,max} = 1.08 \leq 19.20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 41.28 \leq 360 \text{ MPa}$.

12.1 SOLETTA SUPERIORE

- Verifica a pressoflessione, estremità, SLU-SLV

$$M_{Ed} = -1275.15 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\phi 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\phi 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1552 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	7,6
2	45,24	92,4

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

N° rett.

Calcola MRd

L_o cm

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c ‰

ε_s ‰

d cm

x x/d

δ

- Verifica a taglio, estremità, SLU-SLV

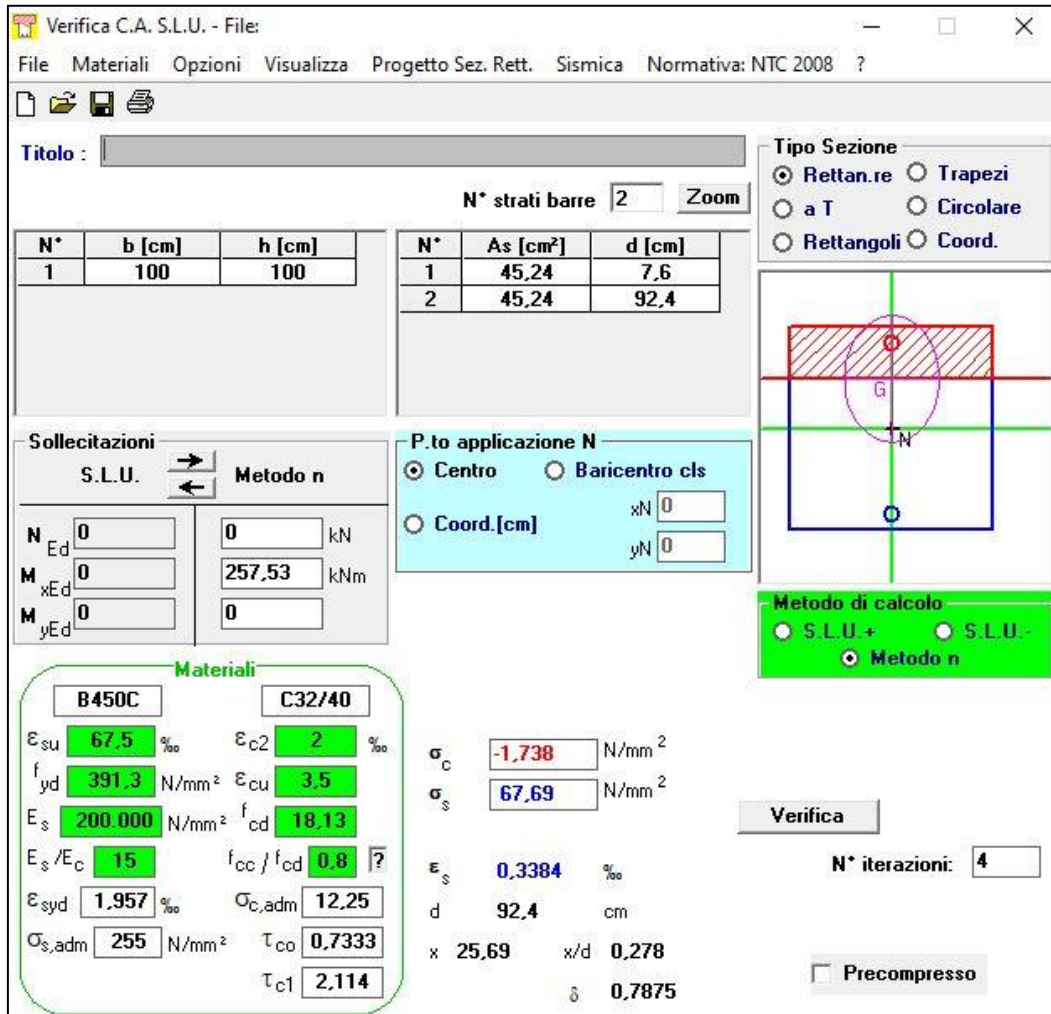
$$|V_{Ed}| = 476.50 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 734.46 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

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)			
Dati di input			
Rck		40	N/mm ²
fck		32	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm ² = 0.3 x fck ^(2/3)
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls		18,13	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yd} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	-476,50	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	100	cm = 1000 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa)
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 (vista inversa)	$d =$	92,20	cm = 922 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1,47	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,35	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
As1=area delle armature di trazione che si estendono non meno di d+1bnet oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$	45,24	cm ² = 4523,893 mm ²
	$\rho_1 =$	0,0049	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²
	$V_{rd1} =$	406	kN
	$V_{rdmin} =$	324	kN
	$V_{rd1} =$	406,08	kN
			$V_{rd1} > V_{sd} ?$
			OCCORRE ARMARE A TAGLIO
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio			
Verifica delle bielle compresse: Vrcd			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c			
	$\sigma_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0,00 \leq \sigma_{cp} <$	4,53	$\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	$4,53 \leq \sigma_{cp} \leq$	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 ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	9,07	N/mm ² = 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
	$V_{rcd} =$	3761,76	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
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 ² = 226 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	100,57	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	$V_{rsd} =$	734,46	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA

- Verifiche a fessurazione, estremità, 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	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	7,6
2	45,24	92,4

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Materiali

B450C **C32/40**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰

f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰

E_s N/mm² f_{cd} ‰

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰

τ_{c1} ‰

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_s ‰

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:

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

Nel caso corrente si ha un'apertura uguale a:

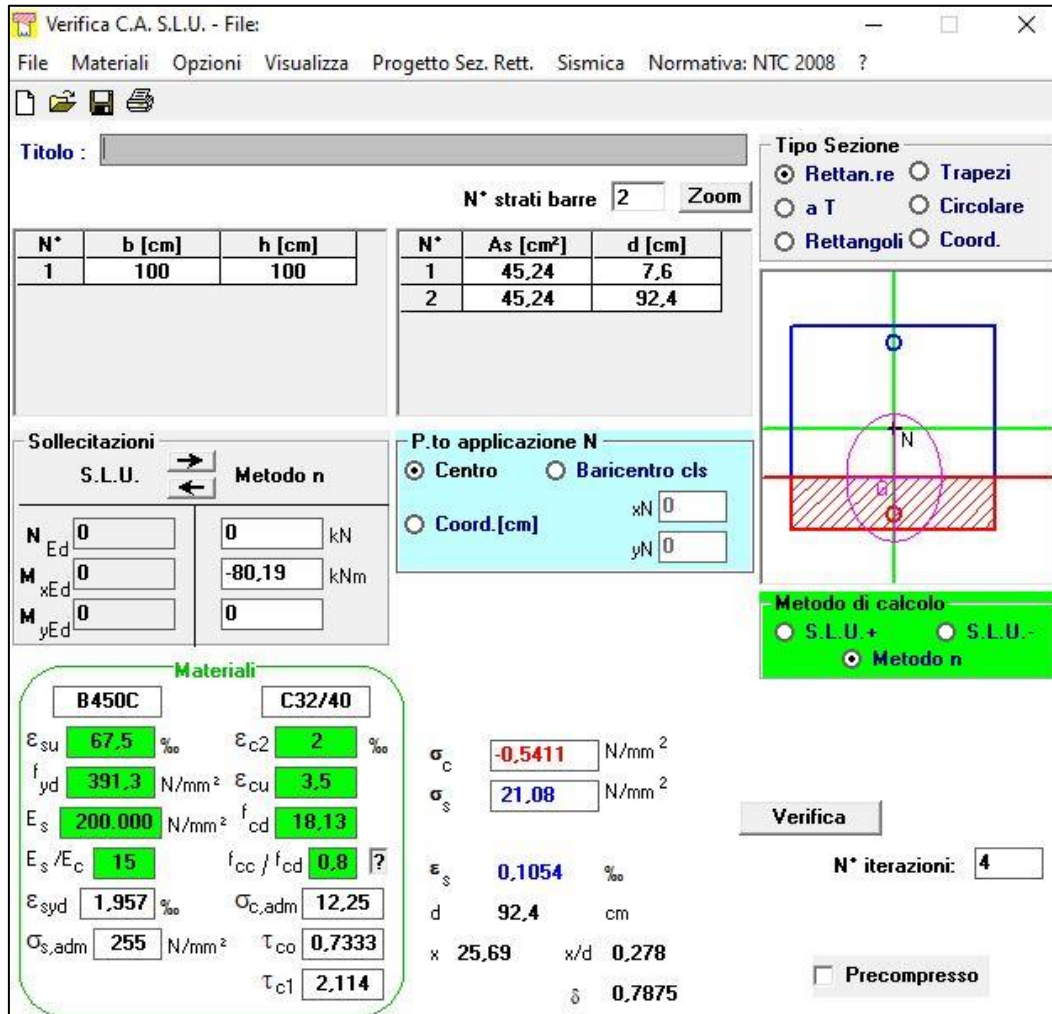
$$w_k = 0.06 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

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

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Caratteristiche della sezione			
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 _{st.1}	4524	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.2}	0	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.3}	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm}	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s	210000	[MPa]
DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k ₁	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k _C	0,25	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A _{s,min} [mm ²]	1201,20	OK
DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ _C	1,74	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	67,69	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	256,90	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s	4524	[mm ²]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A _{c,eff.min}	190000	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff}	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k _t	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min}	0,00019	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.}	0,00004	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}]	0,00019	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq}	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,rif}	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁	0,800	[-]
	k ₂	0,500	[-]
	k ₃	3,400	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	307	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w _{k,lim}	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w _k	0,059	[mm]

- Verifiche a fessurazione, estremità, 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	100	1	45,24	7,6
			2	45,24	92,4

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 -80,19 kNm
 M_{yEd} 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_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

σ_c -0,5411 N/mm²
 σ_s 21,08 N/mm²
 ε_s 0,1054 ‰
 d 92,4 cm
 x 25,69 w/d 0,278
 δ 0,7875

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2 della NTC, la verifica delle tensioni di esercizio risulta soddisfatta poiché:

- $\sigma_{c,max} = 0,55 \leq \sigma_{c,lim} = 19,20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 21,08 \leq \sigma_{s,lim} = 360 \text{ MPa}$.

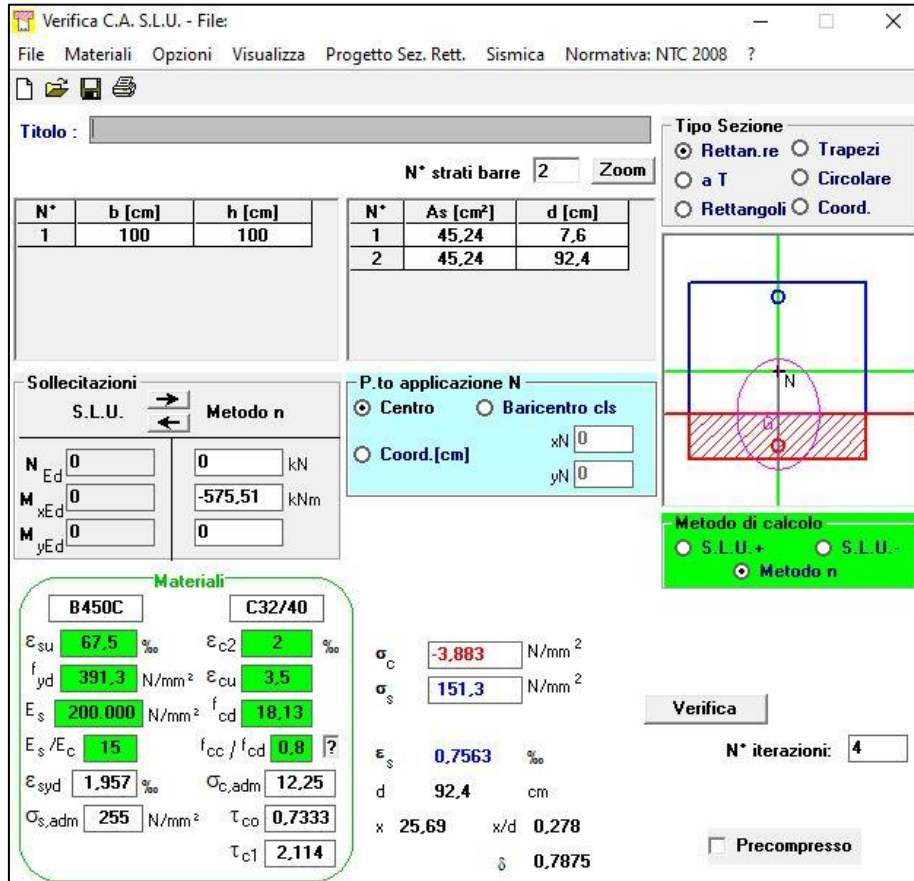
Visti i bassi valori di tensione di cls e acciaio, si dimostra che il valore di tensione dell'acciaio, spaziatura e diametro ferri rientra nei valori massimi permessi dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III:

- Per $w_2 = 0,30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $\varnothing_{max} = 32 \text{ mm}$;
- Per $w_2 = 0,30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $S_{max} = 250 \text{ mm}$.

- Verifica delle tensioni, estremità, 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	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	45,24	7,6
2	45,24	92,4

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 -575,51 kNm
M_{yEd} 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 _{su} 67,5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391,3 N/mm²	ε _{cu} 3,5 ‰
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 18,13
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 12,25
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,7333
	τ _{c1} 2,114

σ_c -3,883 N/mm²
σ_s 151,3 N/mm²

ε_s 0,7563 ‰
d 92,4 cm
x 25,69 x/d 0,278
δ 0,7875

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

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

- $\sigma_{c,max} = 3.88 \leq 19.20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 151.30 \leq 360 \text{ MPa}$.

- 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	1000	10300	10,30	1,0	0,489	0,489	4522	1837	43,49	4,22
	verifica -->			OK							

- Verifica a pressoflessione, centrale, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 830.43 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\varnothing 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A'_s = (10\varnothing 24)/\text{m} = 4524 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 1552 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$

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	45,24	7,6
2	45,24	92,4

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

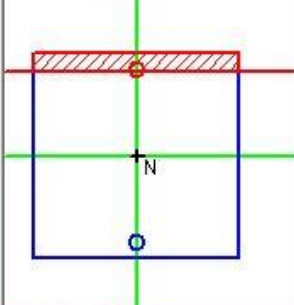
Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 1.552 kN m

σ_c -18,13 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 32,85 ‰
d 92,4 cm
x 8,897 x/d 0,09629
δ 0,7



- Verifica a taglio, centrale, SLU-SLV

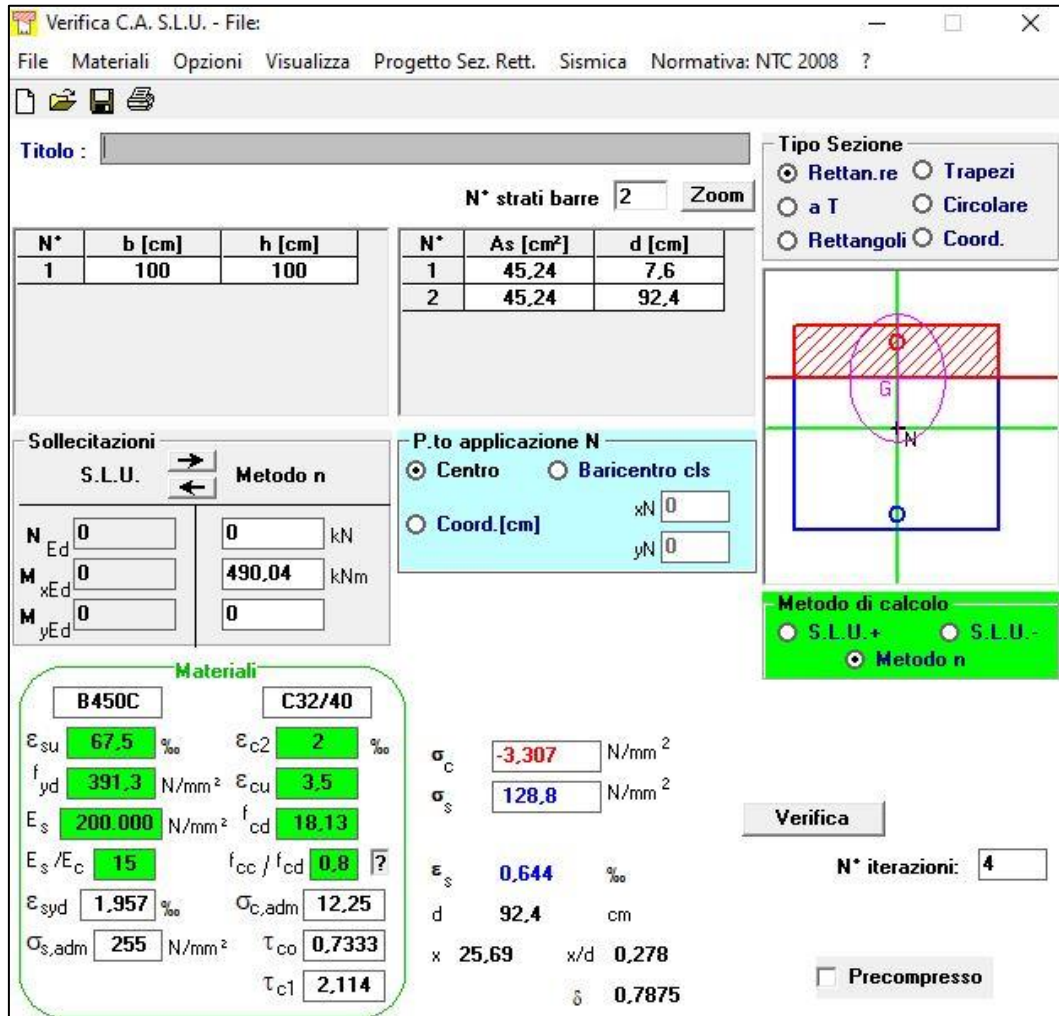
$$|V_{Ed}| = 265.22 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 406.08 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio A_{sW} non necessaria

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Dati di input			
Rck		40	N/mm ²
fck		32	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm ² = $0.3 \times f_{ck}^{2/3}$
Coefficiente sicurezza cls	$\gamma_c =$	1,5	
Coefficiente carichi lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0,85	
fcd=resistenza di calcolo del cls		18,13	N/mm ² = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yk} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	265,22	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	100	cm = 1000 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	24	mm (armatura compressa)
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	$d =$	92,20	cm = 922 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1,47	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,35	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
A_{s1} =area delle armature di trazione che si estendono non meno di $d+1b_{net}$ oltre la sezione considerata	$A_{s1} =$	45,24	cm ² = 4523,893 mm ²
	$\rho_1 =$	0,0049	
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²
	$V_{rd1} =$	406	kN
	$V_{rdmin} =$	324	kN
	$V_{rd1} =$	406,08	kN
			$V_{rd1} > V_{sd} ?$
			OK - VERIFICA SODDISFATTA

- Verifiche a fessurazione, centrale, 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	45,24	7,6
2	45,24	92,4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 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_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

σ_c -3,307 N/mm²
σ_s 128,8 N/mm²
ε_s 0,644 ‰
d 92,4 cm
x 25,69 x/d 0,278
δ 0,7875

Verifica N° iterazioni: 4

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:

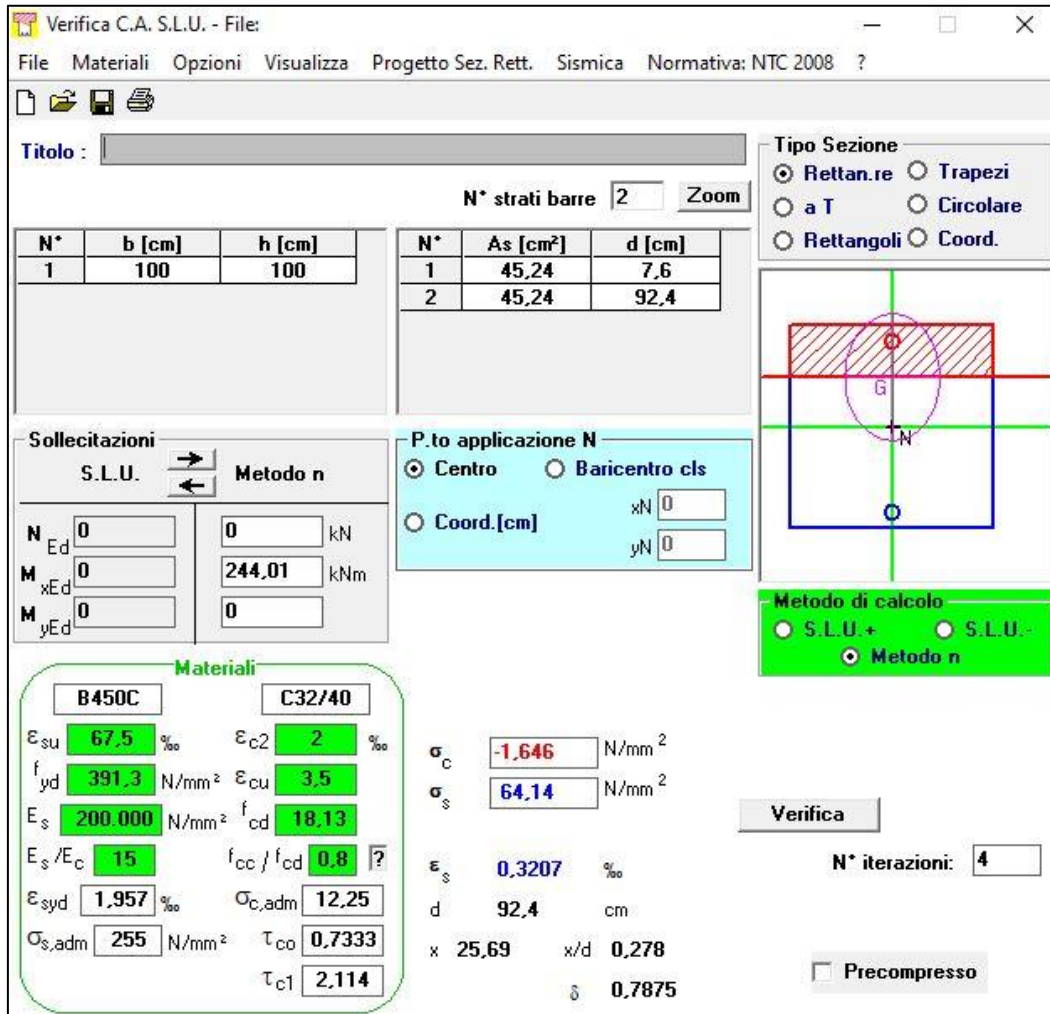
$$w_k = 0.11 \text{ mm} \leq w_2 = 0.40 \text{ mm}$$

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

OPERE D'ARTE MINORI – SOTTOPASSO DEVIAZIONE 2 E 3 - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Caratteristiche della sezione			
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 _{st.1}	4524	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (2°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.2}	0	[mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento (3°ordine)</u>			
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st.3}	0	[mm ²]
Caratteristiche dei materiali			
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck}	32	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm}	3,02	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm}	33346	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s	210000	[MPa]
DETERMINAZIONE Aree minime di armatura (NTC - cap. 4.1.45)			
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Coefficiente per tensioni autoequilibrate non uniformi	k	0,65	[-]
Coefficiente degli effetti di N sulla distribuzione di tensioni	k ₁	1,50	[-]
Coefficiente distribuzione tensioni pre-fessurazione	k _C	0,11	[-]
<u>Area minima di armatura in zona tesa</u>	A _{s,min} [mm ²]	1201,20	OK
DETERMINAZIONE Ampiezza delle fessure			
Tensione calcestruzzo considerando la sezione fessurata	σ _C	3,31	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s	128,8	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	256,90	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e	6,30	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s	4524	[mm ²]
Area efficace tesa minima di calcestruzzo	A _{c,eff.min}	190000	[mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff}	0,02	[-]
Resistenza a trazione efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,02	[MPa]
Fattore di durata del carico	k _t	0,40	[-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min}	0,00037	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.}	0,00034	[-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}]	0,00037	[-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	96,89	[mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq}	24,00	[mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,rif}	260,00	[mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁	0,800	[-]
	k ₂	0,500	[-]
	k ₃	3,400	[-]
	k ₄	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	307	[mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo	w _{k,lim}	0,400	[mm]
<u>Ampiezza delle fessure (di calcolo)</u>	w _k	0,113	[mm]

- Verifiche a fessurazione, centrale, 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	100	1	45,24	7,6
			2	45,24	92,4

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 244,01 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

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

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

σ_c -1,646 N/mm²
σ_s 64,14 N/mm²
ε_s 0,3207 ‰
d 92,4 cm
x 25,69 x/d 0,278
δ 0,7875

Metodo di calcolo

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto riportato al capitolo 4.1.2.2 della NTC, la verifica delle tensioni di esercizio risulta soddisfatta poiché:

- $\sigma_{c,max} = 1,65 \leq \sigma_{c,lim} = 19,20 \text{ MPa}$;
- $\sigma_{s,max} = 64,14 \leq \sigma_{s,lim} = 360 \text{ MPa}$.

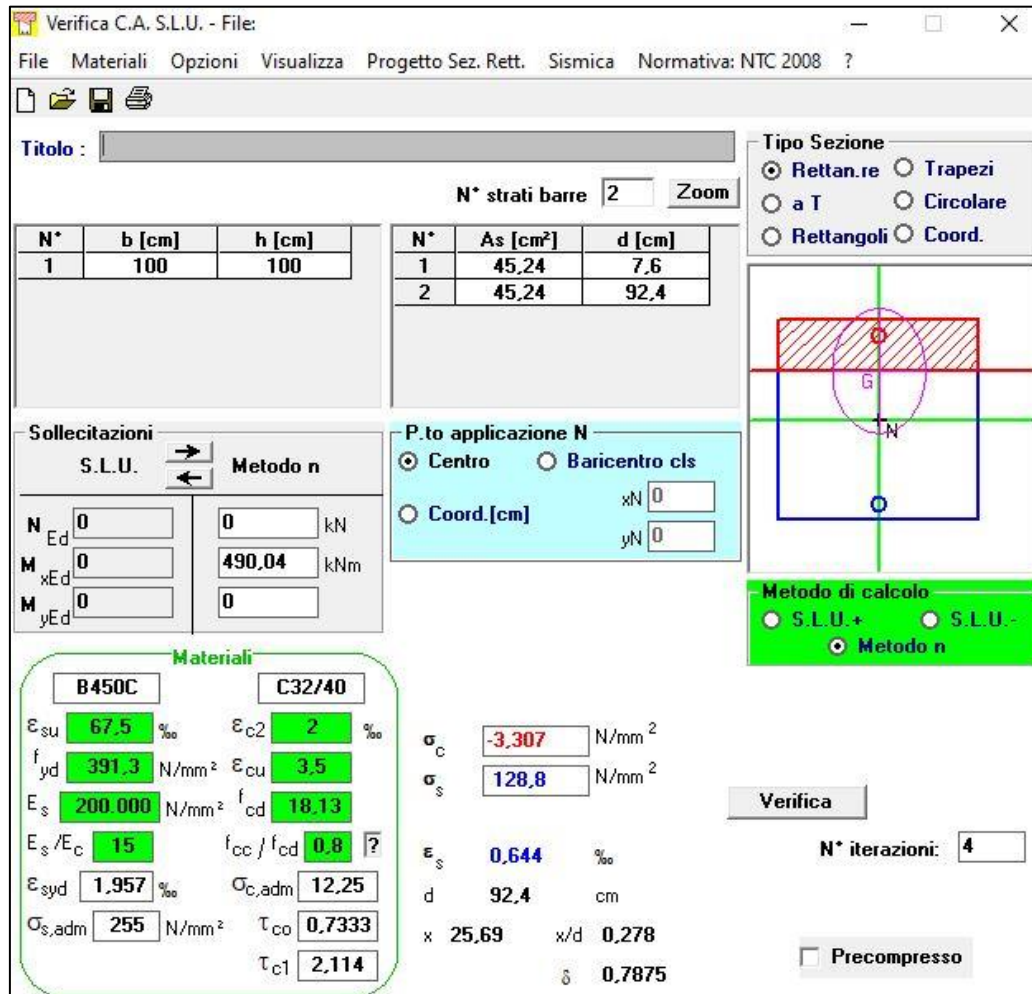
Visti i bassi valori di tensione di cls e acciaio, si dimostra che il valore di tensione dell'acciaio, spaziatura e diametro ferri rientra nei valori massimi permessi dalle Tabelle C4.1.II e C4.1.III:

- Per $w_2 = 0,30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $\varnothing_{max} = 32 \text{ mm}$;
- Per $w_2 = 0,30 \text{ mm}$ & tensione max $\sigma_{s,lim} = 200 \text{ MPa}$ --> $S_{max} = 250 \text{ mm}$.

- Verifica delle tensioni, estremità, 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	100	1	45,24	7,6
			2	45,24	92,4

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

σ_c -3,307 N/mm²
 σ_s 128,8 N/mm²
 ε_s 0,644 ‰
 d 92,4 cm
 x 25,69 x/d 0,278
 δ 0,7875

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

Verifica

N* iterazioni: 4

Precompresso

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

- $\sigma_{c,max} = 3.31 \leq 19.20 \text{ MPa};$
- $\sigma_{s,max} = 128.80 \leq 360 \text{ MPa}.$

12.2 CORDOLO

Vengono considerati i muretti di testa del tombino, posti alle estremità di quest'ultimo, che presentano uno spessore di 30 cm.

Su tali elementi agiscono i carichi di pavimentazione stradale e del terreno di ricoprimento, oltre ad avere una rete di recinzione che viene considerata trascurabile. Poiché le altezze di questi muri sono variabili a seconda dell'ubicazione dell'opera, si definisce un'altezza del muretto massima pari a 0.50 m dall'estradosso della soletta superiore del tombino.

Vagliando un caso limite di incidenza dei carichi prima descritti, questi spingono su tutta l'altezza del muro, in particolare partendo dalla base:

- da 0 m a 0.10 m = strato di usura + binder;
- da 0.10 m a 0.50 m = terreno di ricoprimento.

Definite tali altezze, si possono calcolare le spinte agenti:

- Per subballast:

$$S_{h, str} = \frac{1}{2} * K_0 * \gamma_{str} * (0.10)^2 = \frac{1}{2} * 0.5 * 25 * 0.10^2 = 0.06 \text{ kN/m / m}$$

- Per terreno di ricoprimento:

$$S_{h, terr} = \frac{1}{2} * K_0 * \gamma_{terr} * (0.50)^2 = \frac{1}{2} * 0.5 * 20 * 0.50^2 = 1.25 \text{ kN/m / m}$$

Lo schema di carico che viene considerato è quello di mensola incastrata alla base, quindi sussistono sia le reazioni vincolari di taglio che di momento. Dati i seguenti bracci per le spinte orizzontali:

$$br_{str} = \frac{0.10}{3} = 0.03 \text{ m}$$

$$br_{terr} = 0.10 + \frac{0.50}{3} = 0.27 \text{ m}$$

Sui cordoli inciderà anche l'azione d'urto dei veicoli, che viene definita in accordo con il cap. 3.6.3.3.1 della 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.

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

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 in testa al cordolo, e applicata $b = 1.00\text{m}$ sopra il piano di marcia, e su montanti di barriere di sicurezza ad interasse pari a $i = 2.00\text{m}$. Tale carico si diffonde all'interno del muro, supponendo un angolo di diffusione pari a 45° , e lunghezza resistente pari a:

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

Quindi si ha come risultato:

$$F_{d,muro} = \frac{F_{d,y}}{L} = 250 \text{ kN}$$

$$M_{d,muro} = F_{d,muro} * b = 250 \text{ kNm}$$

Si definiscono alla fine le reazioni come:

- Taglio: $V_{Sd} = 0.06 \text{ kN} + 1.25 \text{ kN} + 250 \text{ kN} = 260.25 \text{ kN} / \text{m}$
- Momento: $M_{Sd} = 1.00[S_{h,str} * br_{str} + S_{h,terr} * br_{terr}] + M_{d,muro} = 250.34 \text{ kNm} / \text{m}$

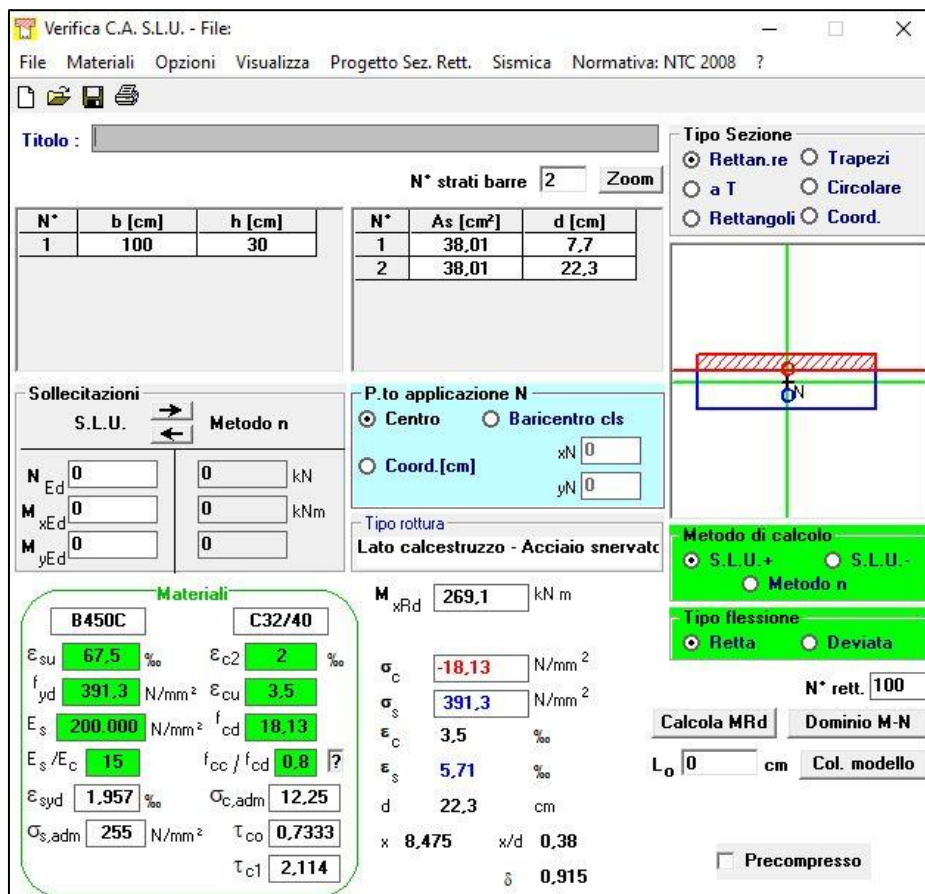
12.2.1 VERIFICA STRUTTURALI DEL CORDOLO

- Verifica a pressoflessione, centrale, SLU-SLV

$$M_{Ed} = 250.34 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$A_s = (10\emptyset22) / \text{m} = 3801 \text{ mm}^2 / \text{m} \quad A'_s = (10\emptyset22) / \text{m} = 3801 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$|M_{Rd}| = 269.10 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} > |M_{Ed}|$$



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	30	1	38,01	7,7
			2	38,01	22,3

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

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_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

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

M_{xRd} 269,1 kN m

σ_c -18,13 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ε_c 3,5 ‰

ε_s 5,71 ‰

d 22,3 cm

x 8,475 x/d 0,38

δ 0,915

- Verifica a taglio, estremità, SLU-SLV

$$|V_{Ed}| = 250.00 \text{ kN};$$

$$|V_{Rd}| = 355.28 \text{ kN} > |V_{Ed}|$$

Armatura a taglio $A_{S_{w}} = \phi 12/10 - br. 4$

VERIFICA A TAGLIO SECONDO D.M. 2018 ed EUROCODICE 2 (UNI EN 1992 1-1)			
Dati di input			
Rck		40	N/mm ²
fck		32	N/mm ²
Valore medio della resistenza a trazione	$f_{ctm} =$	3,0	N/mm ² = 0.3 x fck ^(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 ² = $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$
Resistenza caratteristica di snervamento acciaio	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	$\gamma_s =$	1,15	
Snervamento di calcolo acciaio	$f_{yd} =$	391	N/mm ² = f_{yd} / γ_s
Forza di taglio di calcolo	$V_{sd} =$	250,00	kN
Forza assiale di calcolo	$N_{sd} =$	0	kN
Larghezza sezione	$b_w =$	100	cm = 1000 mm
altezza della sezione	$H =$	30	cm = 300 mm
Copriferro	$c =$	4	cm
Diametro barre superiori	$\phi_2 =$	22	mm (armatura compressa)
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	$d =$	22,30	cm = 223 mm
Resistenza di calcolo dell'elemento senza armatura a taglio: Vrd1			
$V_{rd1} = \{ [0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c] + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
con $V_{rd1} \geq V_{rd1min} = \{ V_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp} \} \times (b_w \times d)$			
$K = 1 + (200 / d)^{0.5} < 2.00$	$K =$	1,95	
$V_{min} = 0.035 \times K^{1.5} \times f_{ck}^{0.5}$	$V_{min} =$	0,54	N/mm ²
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w d) \leq 0.02$			
$A_{s1} = \text{area delle armature di trazione che si estendono non meno di } d + 12 \times n \text{ oltre la sezione considerata}$	$A_{s1} =$	38,01	cm ² = 3801,327 mm ²
$\sigma_{cp} = -N_{sd} / A_c \leq 0.2 f_{cd}$	$\rho_1 =$	0,0170	
	$\sigma_{cp} =$	0,00	N/mm ²
	$V_{rd1} =$	198	kN
	$V_{rdmin} =$	120	kN
	$V_{rd1} =$	197,60	kN
			$V_{rd1} > V_{sd} ?$
			OCCORRE ARMARE A TAGLIO
Resistenza di calcolo dell'elemento con armatura a taglio			
Verifica delle bielle compresse: Vrcd			
$V_{rcd} = [0.9 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cot \alpha + \cot \theta)] / [1 + (\cot \theta)^2]$			
Definizione del coefficiente maggiorativo α_c			
	$\sigma_{cp} <$	0,00	$\Rightarrow \alpha_c = 1$ membrature non compresse
	$0,00 \leq \sigma_{cp} <$	4,53	$\Rightarrow \alpha_c = 1,00$
	$4,53 \leq \sigma_{cp} \leq$	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 ² si assume quindi $\alpha_c = 1$
Resistenza a compressione ridotta	$f_{cd} =$	9,07	N/mm ² = 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
	$V_{rcd} =$	909,84	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA
Verifica dell'armatura a taglio: Vrsd			
$V_{rsd} = 0.9 \times d \times (A_{sw} / s) \times f_{yd} \times (\cot \alpha + \cot \theta) \times \sin \alpha$			
Passo delle staffe	$s =$	10	cm = 100 mm
Diametro staffe	$\phi_{st} =$	12	mm
Braccia resistenti	$n =$	4	
Area armatura a taglio	$A_{sw} =$	4,52	cm ² = 452 mm ²
Percentuale minima di armatura	$\rho_{w,min} =$	0,0010	mm = 0.08 x (Fck ^{0.5}) / Fyk
Area minima di armatura a taglio	$A_{w,min} =$	100,57	mm ² = $\rho_{w,min} \times s \times B_w \times \sin \alpha$ (EC2-Par.9.2.2)
	$V_{rsd} =$	355,28	kN
			OK - VERIFICA SODDISFATTA

12. VERIFICHE GEOTECNICHE

L'analisi è effettuata considerando una larghezza pari a 1m, quindi nastriforme, ed in riferimento al D.M. 17/01/2018.

Si assume che la struttura non ammetta spostamenti differenziali rispetto al terreno. Si mostreranno le verifiche più stringenti per la capacità portante dal punto di vista dei fattori di sicurezza per ogni tipologia di muro.

Tali verifiche sono seguito dei riassunto mostrato qui in tabella (sottolineato il valore più gravoso):

<i>Stato Limite</i>	<i>Sollecitazione riferimento</i>	<i>Fattore di sicurezza: Rd/Ed</i>
SLU	Max H	2,13
SLU	Max M	1,88
SLU	Max N	2,27
SLV	Max H	1,89
SLV	Max M	1,96
SLV	Max N	<u>1,05</u>

Tabella 12-1: Fattori di sicurezza di capacità portante

DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI					
CONDIZIONI NON DRENATE		$Q_{lim} = c_u \cdot (3.14 + 2) \cdot (d_c \cdot i_c \cdot s_c \cdot b_c \cdot g_c) + q$			
D.M. 17/01/2018:					
Approccio:			Sismica		=>
Condizioni	Non drenate	Tipo fondazione	Nastriforme		$\gamma_M = 1,00$ $\gamma_R = 1,20$
<u>Caratteristiche geotecniche terreno</u>					
Peso specifico efficace del terreno di ricoprimento		γ'_{ric} (kN/m ³) =	19,00		
Peso specifico efficace del terreno di fondazione		γ' (kN/m ³) =	19,00		
Angolo di attrito del terreno di fondazione			27,00		
			27,00		
Coesione drenata del terreno di fondazione		c_u (kN/m ²) =	80,00		
		c_{uver} (kN/m ²) =	80,00		
<u>Geometria della fondazione</u>					
Dimensione minore fondazione		B (m) =	1,00		
Dimensione maggiore fondazione		L (m) =	10,30		
Affondamento della fondazione		D (m) =	10,60		
Inclinazione intradosso fondazione		α (°) =	0,00		
Inclinazione piano campagna		β (°) =	0,00		
<u>Carichi di verifica</u>					
Carico verticale agente sulla fondazione		N (kN) =	2875,00		
Carico orizzontale agente sulla fondazione		H (kN) =	1297,20		
Momento flettente in direzione B		MB (kNm) =	0,00		
Momento flettente in direzione L		ML (kNm) =	2203,00		
Eccentricità in direzione B		EB (m) =	0,00		
Eccentricità in direzione L		EL (m) =	0,77		
<u>Dati di calcolo</u>					
Dim. minore fondazione efficace equivalente		B' (m) =	1,00		
Dim. maggiore fondazione efficace equivalente		L' (m) =	8,77		
Azione laterale stabilizzante		q (kN/m ²) =	201,40		
		$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\Phi')$	14,47		
		$N_q = \exp[p \cdot \tan(\Phi')] \cdot \tan^2(45 + \Phi'/2)$	13,20		
		$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan(\Phi')$	5,14		
<u>Fattori di capacità portante</u>					
<u>Coefficienti correttivi</u>					
<u>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del carico (Vesic, 1975)</u>					
$m = 1,89$	$= [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')]$				
$i_y = 0,35$		$i_q = 0,50$		$i_c = 0,32$	
<u>Fattori correttivi dipendenti dalla profondità del piano di posa (Vesic, 1975)</u>					
$d_y = 1,00$					
$D/B' = 10,60$					
$d_q = 4,22$	per $D/B' \leq 1$				
	quindi	$d_q = 1,45$			
$d_q = 1,45$	per $D/B' > 1$				
$d_c = 1,62$					
<u>Fattori correttivi dipendenti dalla forma della fondazione (Vesic, 1975)</u>					
$s_y = 1,00$		$s_q = 1,00$		$s_c = 1,00$	
<u>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione dell'intradosso fondazione (Vesic, 1975)</u>					
$b_y = 1,00$		$b_q = 1,00$		$b_c = 1,00$	
<u>Fattori correttivi dipendenti dall'inclinazione del piano campagna (Vesic, 1975)</u>					
$g_y = 1,00$		$g_q = 1,00$		$g_c = 1,00$	
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	$Q_{lim} =$	413	kN/mq	=>	3620 kN
COEFFICIENTE DI SICUREZZA	$\gamma_R =$	1,20			
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO	$Q_{RD} =$	344	kN/mq	=>	3017 kN
				FS =	1,05 VERIFICA SODDISFATTA

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