

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA

FV01 – FERMATA FINALE LIGURE

Relazione di calcolo

Scale e ascensori

SCALA:

-

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

I V 0 1 | 0 0 | D | 2 6 | C L | F V 0 1 0 0 | 0 0 3 | A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	P.L. Carci <i>P.L. Carci</i>	Febbraio 2022	M. Seyeri <i>M. Seyeri</i>	Febbraio 2022	G. Fadda <i>G. Fadda</i>	Febbraio 2022	A Perego Febbraio 2022



File: IV0100D26CLFV0100003A.doc

n. Elab.: X

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2.1	GEOMETRIA	4
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
3.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.2	ELABORATI PROGETTUALI	6
4	MATERIALI	6
4.1	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	6
4.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE ED ELEVAZIONE	6
4.3	ACCIAIO B450C	6
4.4	VALORI LIMITI TENSIONALI ALLO SLE	7
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	7
5.1	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	8
6	ANALISI DEI CARICHI	10
6.1	PESI PROPRI	10
6.2	AZIONI PERMANENTI	10
6.2.1	<i>Banchine</i>	10
6.2.2	<i>Rampe scale interne</i>	11
6.3	SPINTA DEL TERRENO	11
6.4	CARICHI FERROVIARI	11
6.4.1	<i>Distribuzione dei carichi ferroviari</i>	12
6.4.2	<i>Treno di carico LM71</i>	12
6.4.3	<i>Avviamento e frenatura</i>	14
6.4.4	<i>Serpeggio e centrifuga</i>	14
6.5	CARICHI FOLLA	14
6.6	AZIONE SISMICA	14
6.6.1	<i>Sovrappinta sismica</i>	15
6.6.2	<i>Azione sismica inerziale</i>	15
7	MODELLO DI CALCOLO	16
7.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	17
7.2	AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	18
8	COMBINAZIONI DI CARICO	18
8.1	ELENCO COMBINAZIONI	20
9	PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	22
9.1	SEZIONE B	22
9.2	SEZIONE D	27
10	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO	31
10.1	SEZIONE B	31
10.1.1	<i>Sezione 1</i>	31
10.1.2	<i>Sezione 2</i>	33
10.2	SEZIONE D	36
10.2.1	<i>Sezione 1</i>	36
10.2.2	<i>Sezione 2</i>	38
10.2.3	<i>Sezione 3</i>	40
10.2.4	<i>Sezione 4</i>	42
10.2.5	<i>Sezione 5</i>	44
10.2.6	<i>Sezione 6</i>	46
10.3	SOLETTA SCALE	48
10.3.1	<i>Analisi dei carichi</i>	48
10.3.2	<i>Calcolo sollecitazioni</i>	49



**RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

**PROGETTO DEFINITIVO
Relazione di Calcolo scale e ascensori**

COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0100 003	REV. A	FOGLIO 3 di 51
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	-------------------

10.3.3	Verifica della sezione	49
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	51

1 PREMESSA

Nella presente relazione sono riportate le verifiche strutturali relative alle nuove rampe scale che assicurano il collegamento tra le banchine ed il nuovo sottopasso scatolare esistente "FV01" in corrispondenza della fermata Finale Ligure nell'ambito del progetto definitivo di raddoppio della linea Genova-Ventimiglia tratta Finale Ligure-Andora in corrispondenza della progressiva chilometrica pk 92+053.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le opere previste consistono in due rampe che conducono dal sottopassaggio scatolare esistente alle banchine. Le rampe sono contenute in muri che verranno realizzati in c.a. integralmente in opera previo opere provvisorie di contenimento degli scavi costituite da una paratia di micropali $\varnothing 240$ L=12.m disposti ad interasse 40 cm ed armati con tubo $\varnothing 197.3$ s=10mm oggetto di specifica e separata relazione di calcolo. I due muri sono collegati inferiormente dalla soletta di fondo della struttura mentre superiormente è presente per un breve tratto una soletta di copertura mentre gran parte delle rampe si presenta a cielo aperto.

2.1 Geometria

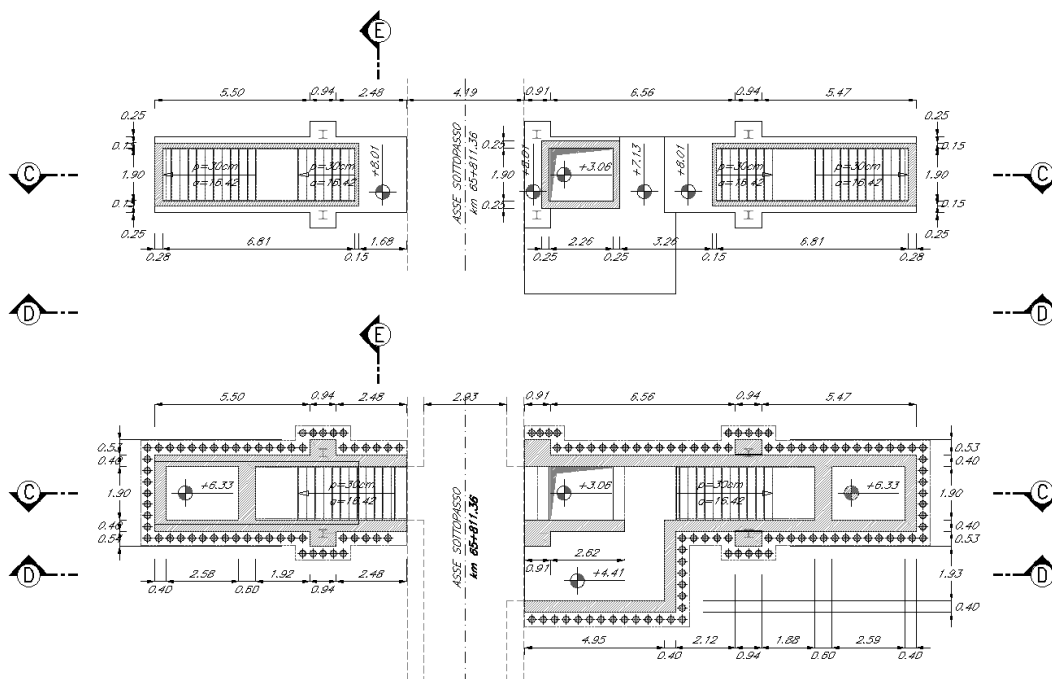


Figura 1 – Pianta a quota banchina (sopra) e quota sottopasso (sotto)

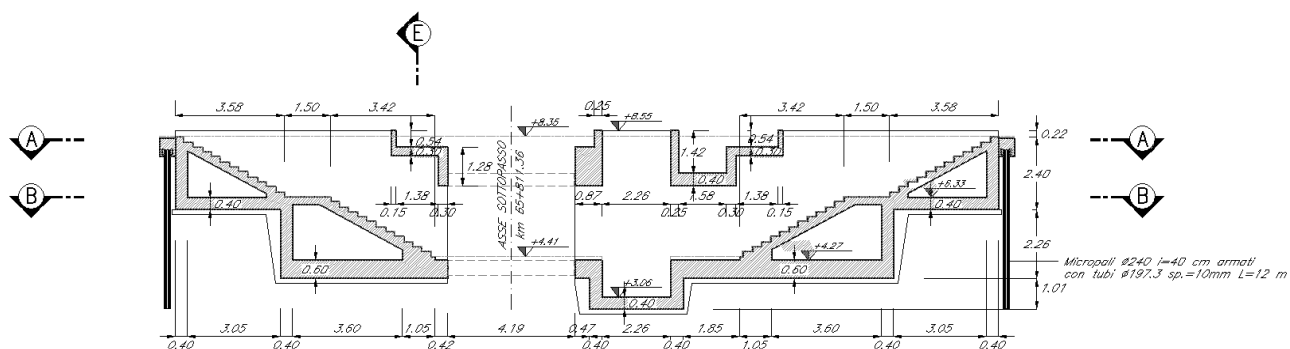


Figura 2 – Sezione longitudinale

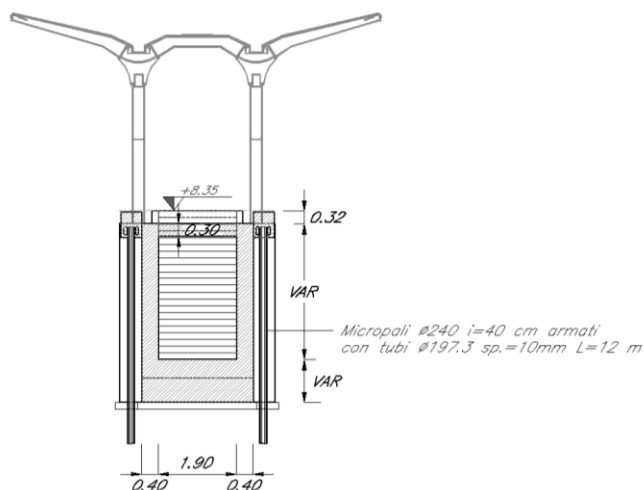


Figura 3 – sezione trasversale

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Normative di riferimento

- [1]. L. n. 1086 del 5/11/1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [2]. L. n. 64 del 2/2/1974 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- [3]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [4]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

- [5]. Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [6]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- [7]. RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- [8]. RFI DTC SI PS SP IFS 001 E – Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili. Parte II – Sezione 6 - Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- [9]. UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- [10]. UNI EN 1991-1-2 (2005) - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali
- [11]. UNI EN 1997-1 (2005) - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [12]. UNI EN 1998-1 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [13]. UNI EN 1998-5 (2005) - Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [14]. D.M. 31.07.2012: Approvazione delle Appendici Nazionali recanti i parametri tecnici per l’applicazione degli Eurocodici.

3.2 Elaborati progettuali

Scale e ascensori - Carpenterie - Sezioni e particolari costruttivi
Scale e ascensori - Carpenterie - Piante

IV0I00D26BZFFV0100002A
IV0I00D26BAFFV0100002A

4 MATERIALI

4.1 Calcestruzzo per magrone

Conglomerato classe di resistenza C12/15 (R_{ck} 15 MPa)

Classe di esposizione: X0
Classe di consistenza S3

4.2 Calcestruzzo per fondazione ed elevazione

Conglomerato classe di resistenza 32/40 (R_{ck} 40 MPa)

Classe di esposizione XC4
Dimensione max aggregati 32 mm
Classe di consistenza S4
Copriferro minimo (FS N°I/SC/PS-OM/2298) 50 mm

4.3 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450$ MPa;
Tensione di progetto: $f_{yd} = 391.3$ MPa;
Modulo Elastico $E_s = 210'000$ MPa.

4.4 Valori limiti tensionali allo SLE

Limiti tensionali allo SLE, secondo “*RFI DTC SI MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili*”.

Tensioni di compressione del calcestruzzo:

- Per combinazione di carico Caratteristica (Rara) $0.55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico Quasi Permanente $0.40 f_{ck}$;

Nel seguito verrà presa in esame la sola combinazione di carico Caratteristica (Rara) con limite tensionale $0.40 f_{ck}$.

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Per combinazione di carico Caratteristica (Rara) $0.75 f_{yk}$.

Fessurazione:

- Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

La stratigrafia dei terreni con i quali la struttura interagisce è stata determinata in base al profilo geotecnico di Finale Ligure. Si riporta di seguito la successione stratigrafica dei terreni in corrispondenza delle opere in esame:

Strato 1 - dal p.c. alla profondità di 8.10m (cioè da quota +8.10 m s.l.m. a +0.00 m s.l.m.)

UNITÁ 1 - Terreno vegetale e materiale di riporto eterogeneo composto generalmente da sabbia e ghiaia da debolmente limosa a limosa, di colore variabile da marrone rossastro a grigio verdastro. Si rinvencono saltuariamente frammenti di laterizi, materiale organico e plastico, clasti litoidi maggiori di 10cm.

Strato 2 - dalla profondità di 8.10 m alla profondità di 21.10 m (cioè da quota +0.00 m s.l.m. a -13.00 m s.l.m.)

UNITÁ 2 - Ghiaia da con sabbia a sabbiosa localmente limosa, saltuariamente ghiaia con argilla, sabbia da media a grossolana, con ghiaia e/o con limo o debolmente limoso ghiaiosa, da moderatamente addensata a molto addensata. I clasti sono poligenici, da subangolari a subarrotondati, con diametro variabile da 3 a 10 cm. Il colore è nocciola ocraceo, marrone, marrone giallastro, marrone rossastro o verdastro, talvolta grigio. Sono presenti, a varie quote, blocchi poligenici generalmente silicatici a volte di natura calcarea e/o arenacea.

Strato 3 - dalla profondità di 21.00 m alla profondità di 35.50 m (cioè da quota -13.00 m s.l.m. a -27.50 m s.l.m.)

SUBSTRATO LITOIDE - QUARZITI DI PONTE DI NAVA (PDN): quarziti biancastre e verdoline, in strati e banchi, a volte scistose e cloritiche, con intercalazioni di peliti verso la sommità (Scitico).

DOLOMIE DI SAN PIETRO DEI MONTI (SPM): dolomie calcaree e calcari dolomitici (Ladinico - Anisico).

Nella tabella seguente si riportano i parametri geotecnici medi dei terreni descritti:

	γ [kN/m ³]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]	ν	OCR
Unità 1	18.0	-	0	27÷31	10÷20	0.3	-
Unità 2	19.0	-	0	30÷32	25÷30	0.3	-

Il livello della falda risulta alla profondità di circa 7.00 m dal p.c..

In base alla relazione geotecnica della tratta Finale Ligure – Andora, relativa alle tratte all’aperto (documento L371 00 26 RB GE0005 001A), ai fini del calcolo dell’azione sismica il terreno relativo alla tratta all’aperto di Finale Ligure risulta definito come segue:

Categoria di suolo di fondazione di **tipo “B”** ovvero “*depositi di sabbie e ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa*”).

Per le porzioni in rilevato ferroviario esistente si assumono le seguenti caratteristiche geotecniche dei terreni:

$$\varphi = 27^\circ \quad \gamma = 18 \text{ kPa} \quad c' = 0 \quad E_d = 15 \text{ MPa}$$

5.1 Interazione terreno-struttura

Il terreno di rinfiacco dell’opera è caratterizzato dai parametri geotecnici del rilevato ferroviario esistente assunti costanti lungo l’altezza dello scatolare:

$$\begin{aligned} \gamma &= 18 \text{ [kN/m}^3\text{]} \\ c' &= 0 \text{ [kPa]} \\ \phi' &= 27 \text{ [}^\circ\text{]} \end{aligned}$$

Si tiene conto dell’interazione terreno – struttura in fondazione mediante l’introduzione di molle in grado di schematizzare il comportamento del terreno. Si assume, in modo conservativo rispetto a quanto indicato nella Relazione Geotecnica Generale, una costante di sottofondo (Winkler) pari a:

$$k_w = 10000 \text{ kN/m}^3$$

I valori delle molle vengono differenziati dal programma di calcolo in funzione della zona di appoggio (laterale, intermedia e centrale) secondo lo schema in figura.

Interasse molle	$i = \left(\frac{S_P}{2} + L_{int} + \frac{S_P}{2}\right) / 10$	[m]
Molle centrali	$k_1 = k_w * i$	[kN/m]
Molle intermedie	$k_2 = 1,5 * k_w * i$	[kN/m]
Molle laterali	$k_3 = 2 * k_w * \left(\frac{i}{2} + \frac{S_P}{2}\right)$	[kN/m]

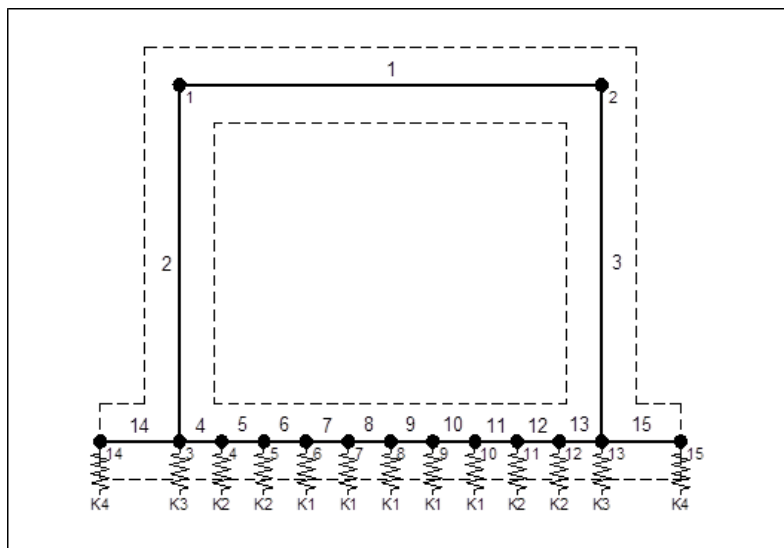


Figura 4 Modellazione letto di molle sezione scatolare

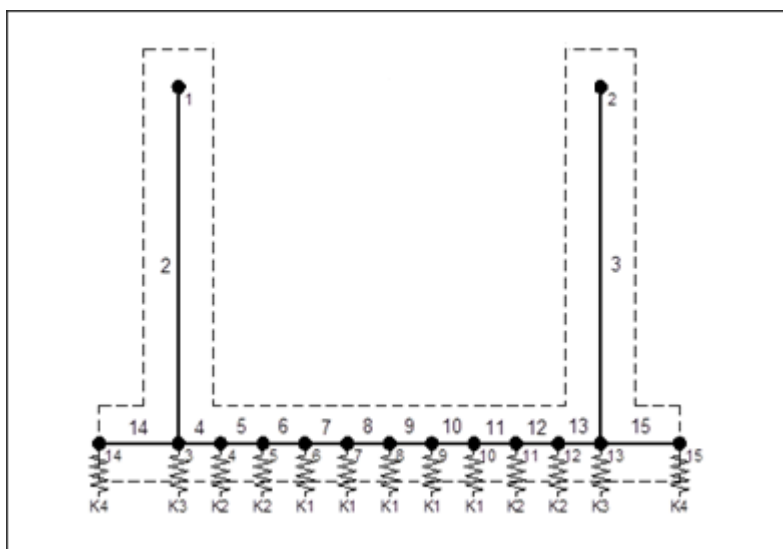


Figura 5 Modellazione letto di molle per la sezione ad "U"

In relazione alla geometria dello scatolare si introducono solo molle di caratteristica k_1 e k_2 .

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Pesì propri

Il peso proprio delle strutture è imputato direttamente dal programma di calcolo utilizzando per il calcestruzzo un peso specifico di 25 kN/m³.

6.2 Azioni permanenti

Benchè ai lati del manufatto sia presente una paratia di micropali, in favore di sicurezza le verifiche strutturali vengono eseguite come se tale elemento non fosse presente e quindi considerando le azioni laterali spingenti come per un normale scatolare interrato.

6.2.1 Banchine

Poichè il modello di carico si estende fino alla quota di +4.34 m dal piano di imposta della fondazione, l'ulteriore spessore di terreno che costituisce in parte il corpo della banchina viene considerato come un carico permanente addizionale di intensità

$$G_2 = 20 \times 0.55 = 11.0 \text{ kN/mq/m}$$

Per una estensione tale da raggiungere il filo della banchina da entrambi i lati dello scatolare.

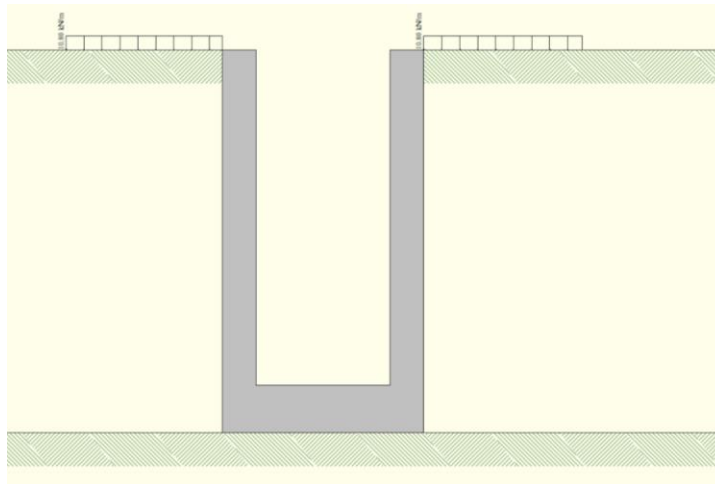


Figura 6: carico banchina

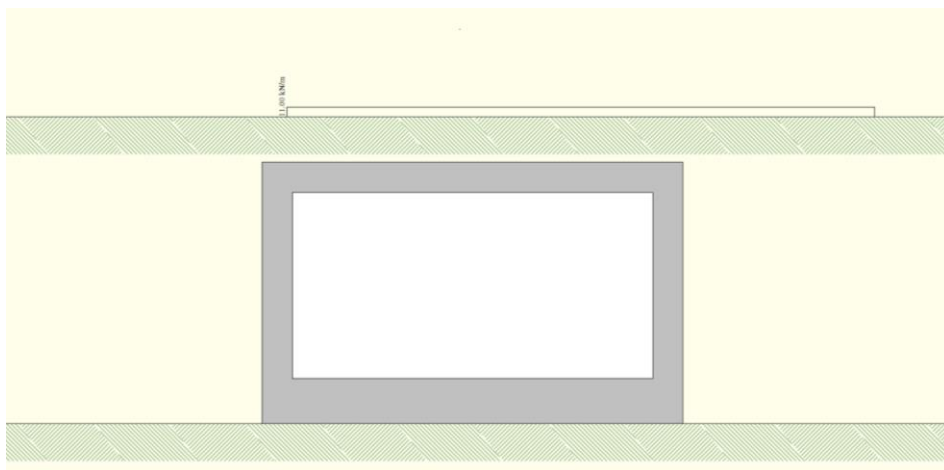


Figura 7: carico banchina

6.2.2 Rampe scale interne

Le rampe scale interne alle sezioni scatolari saranno in gradini incastrati alle pareti laterali strutturali. Questa fattispecie costituisce una sorta di puntello interno a quota variabile per le due pareti controterra. In favore di sicurezza nelle modellazioni si trascura tale vincolo e si considera l'armatura massima che si ottiene dal calcolo estesa a tutta l'altezza delle pareti.

6.3 Spinta del terreno

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.
Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione (Jaky):

$$K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin 27^\circ = 0.546$$

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

Dove:

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ è il peso per unità di volume del terreno di rinfianco;
- H è l'altezza dell'opera in esame;
- p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza del solettone superiore pari a $G_{2,ric}$

6.4 Carichi ferroviari

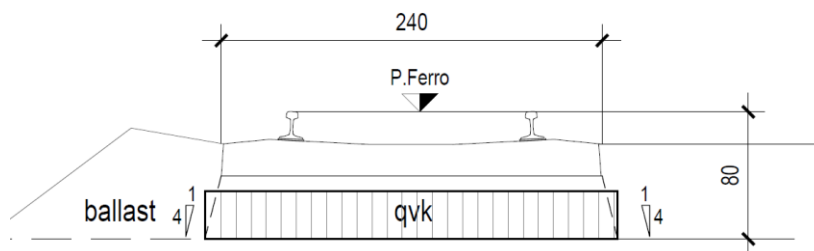
A lato delle strutture oggetto della presente relazione di calcolo insiste, oltre al terreno, il carico dei convogli ferroviari.

I carichi ferroviari indicati al par. 5.2 del D.M. 17/01/2018 devono essere amplificati del fattore “ α ” definito in Tab. 2.5.1.4.1-1 del MdP RFI 2019.

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE “ α ”
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

6.4.1 Distribuzione dei carichi ferroviari

Si assume che i sovraccarichi ferroviari verticali ed orizzontali si distribuiscono sul terreno a lato della struttura scatolare ed in corrispondenza delle linee ferroviarie alla base delle traversine quindi su una larghezza di 2.40 m:



Poiché il carico ferroviario è applicato al suolo non si ha necessità di considerare effetti dinamici di incremento.

Poiché il carico spingente massimo dovuto alle azioni ferroviarie si attinge indiscutibilmente per effetto delle azioni del treno di carico LM71 ed in particolare per effetto dei carichi concentrati Q_{vk} nel seguito verrà considerato solo questo carico con la relativa ripartizione.

6.4.2 Treno di carico LM71

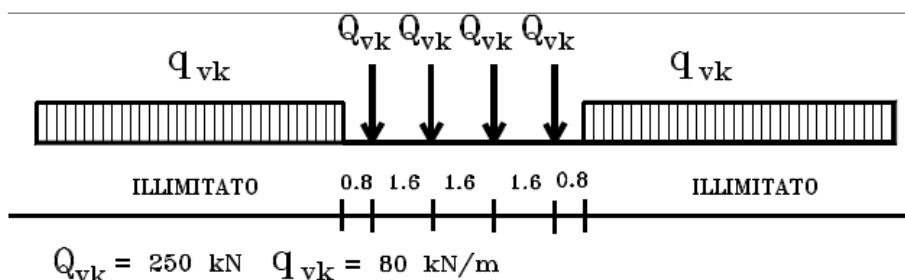


Figura 8: treno di carico LM71

Carichi ferroviari mobili LM71

Treno	Tipo	Q_{vk}	q_{vk}	L_{long}	L_{trasv}	q'_{vk}	α	q'_{vd}
		[kN]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m ²]	[-]	[kN/m]
LM71	Carico concentrato	1000	-	6.40	2.40	65.1	1.1	71.6
	Carico distribuito	-	80.0	-	2.40	33.3	1.1	36.7

Essendo:

L_{long} lunghezza di distribuzione longitudinale del carico

L_{trasv} larghezza di distribuzione trasversale del carico

q'_{vk} carico per unità di superficie $Q_{vk}/(L_{long} \cdot L_{trasv})$ ovvero q_{vk}/L_{trasv}

α coefficiente di amplificazione del carico

q'_{vd} carico di progetto per unità di lunghezza applicato al modello

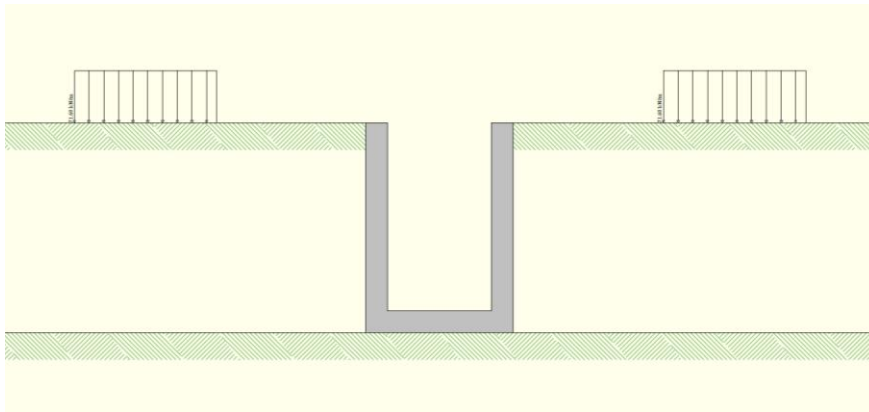


Figura 9: carico ferroviario

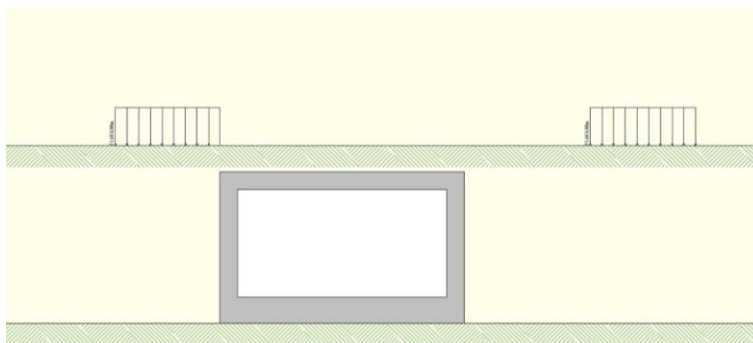


Figura 10: carico ferroviario

Spinta del terreno indotta dai treni di carico

La pressione del terreno sui piedritti ed indotta dai treni di carico viaggianti verrà calcolata secondo la formula $p = q \cdot K_0$ con $K_0 = 0.546$, ove q è il carico equivalente sul rilevato.

6.4.3 Avviamento e frenatura

Le sollecitazioni di frenatura ed avviamento risultano perpendicolari al modello di calcolo e quindi non vengono considerate.

6.4.4 Serpeggio e centrifuga

Tali carichi vengono trascurati perché non determinanti per il dimensionamento trasversale dell'opera.

6.5 Carichi folla

A livello delle banchine si considera un carico distribuito sulla larghezza della banchina di intensità $q=5,00$ kN/mq.

6.6 Azione Sismica

Nel seguente paragrafo sono riportati i parametri sismici in accordo a quanto specificato dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

Il sito dove sorgerà la costruzione si trova alle coordinate $44^{\circ}.1692645$ N – $8^{\circ}.3406126$



Figura 11

In relazione alla tipologia strutturale e alla sua destinazione d'uso si è preso in esame il solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

- Vita nominale: $V_N = 75$ anni
- Classe d'Uso IV
- Coefficiente d'uso: $C_U = 2.0$
- Periodo di riferimento: $V_R = V_N \times C_U = 150$ anni
- Stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV
- Probabilità di superamento associata allo stato limite SLV: $PVR = 10\%$

- Periodo di ritorno: $T_R = -V_R / \ln(1 - PVR) = 1424$ anni
- Categoria topografica: T1 coefficiente topografico $S_T = 1$

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]	S_s	S_t
SLV	1424	0.128	2.521	0.311	1.200	1.00

6.6.1 Sovrappinta sismica

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando la struttura come rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S * \frac{a_g}{g} * \gamma * h_{tot}^2$$

La spinta si considera come un carico uniformemente distribuito su h_{tot} .

6.6.2 Azione sismica inerziale

Anche per queste azioni si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

- Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$
- Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

Essendo W il peso del cuneo e k_h e k_v i coefficienti definiti al par. 7.11.6.2.1 delle NTC 2018, corretti in base alle indicazioni del cap. 3.10.3.1 del Manuale di Progettazione sez.III

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

Dove:

$\beta_m = 1,0$ coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

7 MODELLO DI CALCOLO

Nella struttura possono riconoscersi quattro distinte zone.

- Zona A: la sezione resistente è costituita da una sezione ad “U” avente la minima altezza interna tra soletta di fondo e sommità pareti;
- Zona B: la sezione resistente è costituita da una sezione ad “U” avente la massima altezza interna tra soletta di fondo e sommità pareti;
- Zona C: la sezione resistente è costituita da uno scatolarre avente la larghezza minima;
- Zona C: la sezione resistente è costituita da uno scatolarre avente la larghezza massima.

E' evidente che per ovvie ragioni le verifiche vengano eseguite sulla sezione B e sulla sezione D.

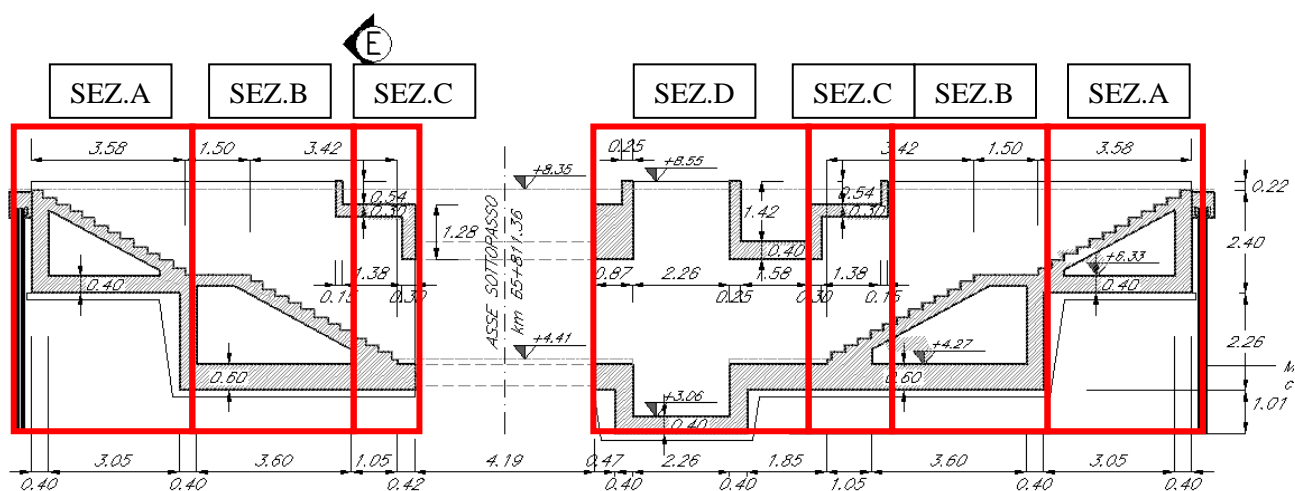


Figura 12 – ripartizione in zone delle strutture scatolari

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano 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).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA				
	PROGETTO DEFINITIVO Relazione di Calcolo scale e ascensori	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0100 003

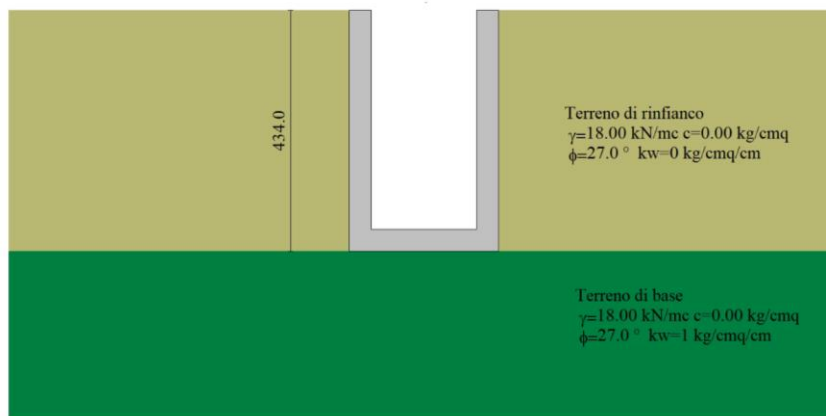


Figura 13 – Modello di calcolo scatolare sezione B

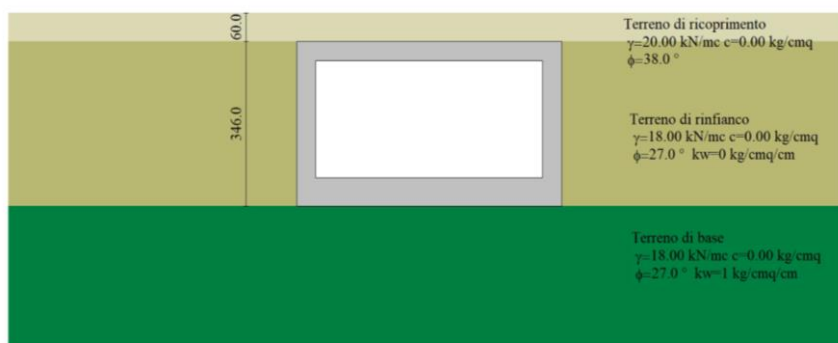


Figura 14 – Modello di calcolo scatolare sezione D

7.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Per l'analisi delle strutture è stato utilizzato il software **SCAT** © versione **2014** della **Aztec Informatica**, numero di licenza **AIR0136G4**, distribuito da **Aztec Informatica** Corso Umberto 43 -87050 Casali del manco – Loc. Casole Bruzio (CS).

La documentazione fornita dal produttore e dal distributore del software circa l'affidabilità, la validazione ed i casi di prova interamente risolti e commentati con files di input che consentano la riproduzione dell'elaborazione sono disponibili al sito del produttore.

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA GENOVA - VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA						
PROGETTO DEFINITIVO Relazione di Calcolo scale e ascensori	<table border="0"> <tr> <td>COMMESSA IV01</td> <td>LOTTO 00</td> <td>CODIFICA D 26 CL</td> <td>DOCUMENTO FV0100 003</td> <td>REV. A</td> <td>FOGLIO 18 di 51</td> </tr> </table>	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0100 003	REV. A	FOGLIO 18 di 51
COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO FV0100 003	REV. A	FOGLIO 18 di 51		

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

7.2 Affidabilità del codice di calcolo

Per quanto riguarda il software utilizzato per l'analisi strutturale, un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software SCAT 14.0 ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali verrà eseguita mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi (SLU), le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico che verranno considerate nel calcolo delle sollecitazioni rispettano le prescrizioni fornite dalle NTC 2018,

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Dove:

- Azioni Permanenti (G);
- Azioni Variabili (Q);
- Azioni di Precompressione (P);
- Azioni Eccezionali (A);
- Azioni Sismiche (E) = $\pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$

avendo indicato con EY e EZ rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica. I valori dei coefficienti che tengono conto della non contemporaneità dei massimi valori delle azioni sono dati dalla Tab. 5.2.VI:

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni (da DM 17/01/2018)

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in Tab. 5.2.V:

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	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⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

Nel calcolo della struttura scatolare, si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 (Approccio 2) per le verifiche strutturali e geotecniche, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente R3 non deve essere portato in conto.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte. Le prime cinque condizioni sono definite in automatico dal programma.

Sezione B

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°7 (rinterro banchina)

Distr	Terreno	$X_i = 2.70$	$X_f = 5.24$	$V_{ni} = 11.00$	$V_{nf} = 11.00$
Distr	Terreno	$X_i = -2.54$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 11.00$	$V_{nf} = 11.00$

Condizione di carico n°8 (folla)

Distr	Terreno	$X_i = 2.70$	$X_f = 5.24$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$
Distr	Terreno	$X_i = -2.54$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$

Condizione di carico n°9 (LM71)

Distr	Terreno	$X_i = 5.45$	$X_f = 8.05$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{nf} = 71.60$
Distr	Terreno	$X_i = -5.33$	$X_f = -2.73$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{nf} = 71.60$

Sezione D

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n°7 (Folla)

Distr	Terreno	$X_i = 0.33$	$X_f = 8.11$	$V_{ni} = 11.00$	$V_{nf} = 11.00$
-------	---------	--------------	--------------	------------------	------------------

Condizione di carico n°8 (folla)

Distr	Terreno	$X_i = 0.51$	$X_f = 7.95$	$V_{ni} = 5.00$	$V_{nf} = 5.00$
-------	---------	--------------	--------------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n°9 (LM71)

Distr	Terreno	$X_i = -2.38$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{nf} = 71.60$
Distr	Terreno	$X_i = 8.44$	$X_f = 10.84$	$V_{ni} = 71.60$	$V_{nf} = 71.60$

8.1 Elenco combinazioni

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative adottate nel calcolo.

Sezione B

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

**PROGETTO DEFINITIVO
 Relazione di Calcolo scale e ascensori**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0100 003 REV. A FOGLIO 21 di 51

Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
rinterro banchina	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
rinterro banchina	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
folia	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
LM71	Sfavorevole	1.35	0.80	1.08

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
rinterro banchina	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
folia	Sfavorevole	1.50	0.70	1.05
LM71	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

**PROGETTO DEFINITIVO
Relazione di Calcolo scale e ascensori**

COMMESSA IV01 LOTTO 00 CODIFICA D 26 CL DOCUMENTO FV0100 003 REV. A FOGLIO 22 di 51

Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 9 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.70	0.70

Combinazione n° 10 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50
folia	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71	Sfavorevole	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 12 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
rinterro banchina	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
LM71	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
folia	Sfavorevole	1.00	0.70	0.70

9 PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

9.1 Sezione B

Nel seguito sono rappresentati i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni allo SLU/SLV, in termini di momento flettente, taglio e sforzo normale su una striscia unitaria di sezione trasversale.

Le sollecitazioni massime sulle diverse membrature sono riassunte nella tabella di **Errore**. **L'origine riferimento non è stata trovata..**

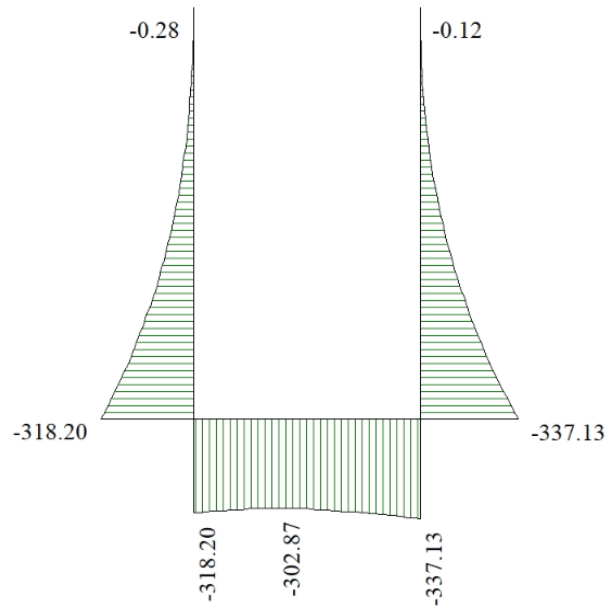


Figura 15 – Involuppo diagramma dei momenti flettenti SLU

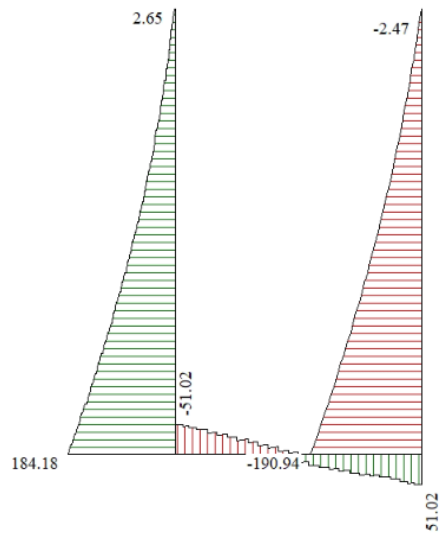


Figura 16 – Involuppo diagramma del taglio SLU

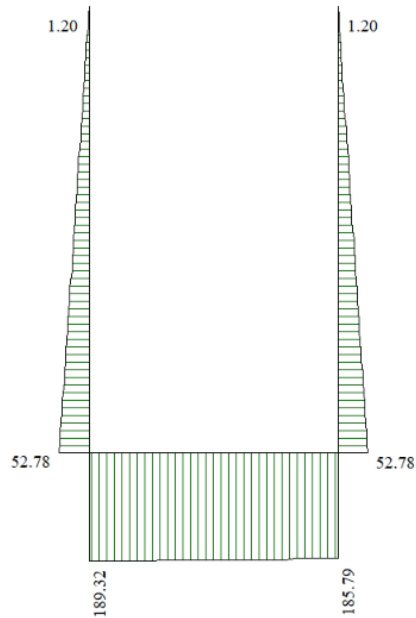


Figura 17 – involuppo diagramma sforzo normale SLU

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)

SLU (Approccio 2)

Spinte e Pressioni | Sollecitazioni max comb. | Sollecitazioni max

	M [kNm]	Comb.	T [kN]	Comb.	N [kN]	Comb.
Fondazione	-337.13	(7)	51.87	(2)	189.32	(6)
Piedritto sinistro	-318.20	(6)	184.18	(6)	52.78	(2)
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-337.13	(7)	-190.94	(7)	52.78	(3)
Traverso	---	---	---	---	---	---

Combinazioni analizzate 12

Figura 18 – Involuppo sollecitazioni caratteristiche

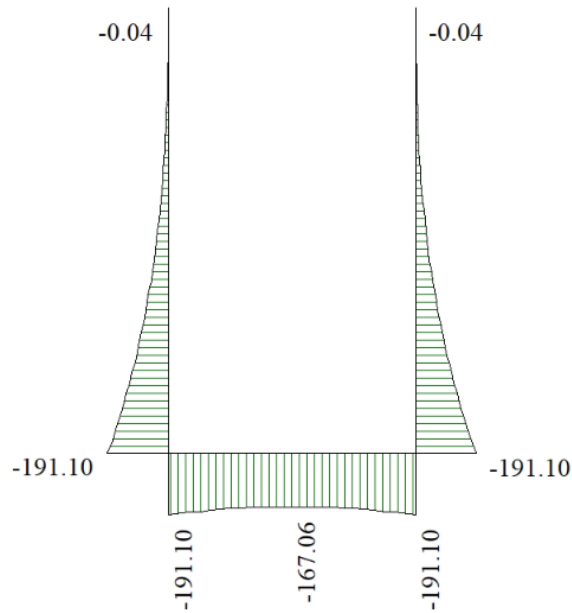


Figura 19- Involuppo momenti flettenti SLE

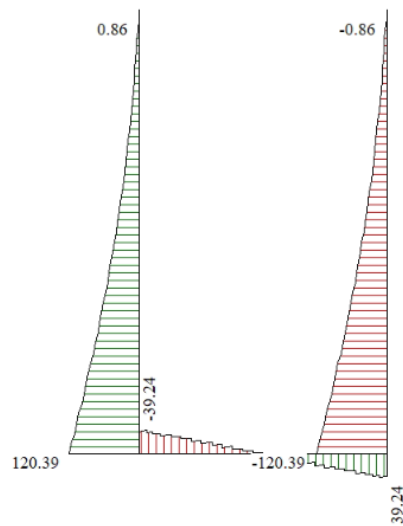


Figura 20 – Involuppo diagramma del taglio SLE

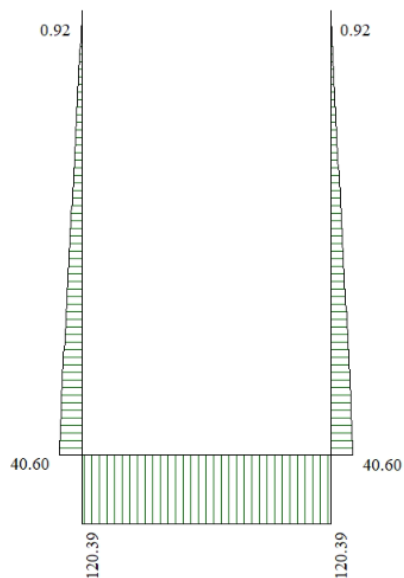


Figura 21 – Involuppo diagramma sforzo normale SLE

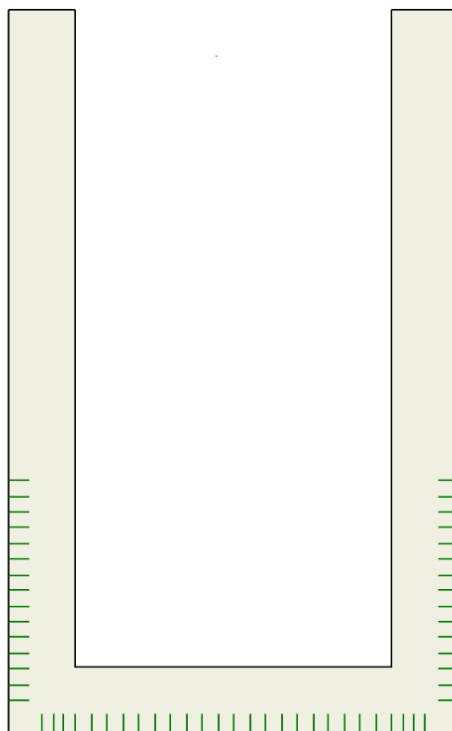


Figura 22 – Sintesi verifiche a fessurazione SLE = Verifiche soddisfatte

In Figura 22 rappresenta il fatto che non vi è apertura delle fessure in nessuna sezione.

9.2 Sezione D

Nel seguito sono rappresentati i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni allo SLU/SLV, in termini di momento flettente, taglio e sforzo normale su una striscia unitaria di sezione trasversale.

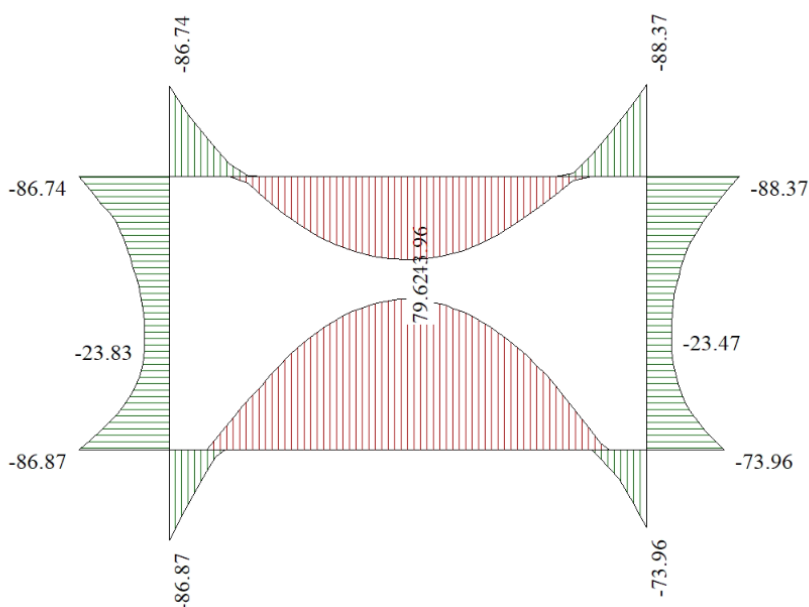


Figura 23 – Involuppo diagramma dei momenti flettenti SLU

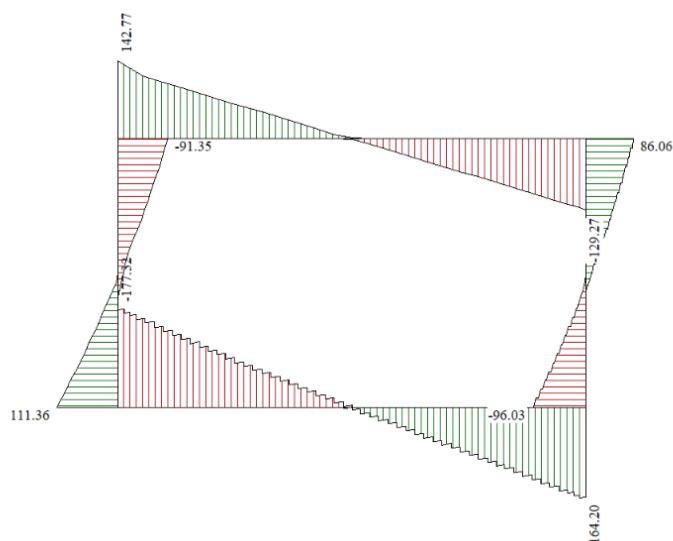


Figura 24 – Involuppo diagramma del taglio SLU

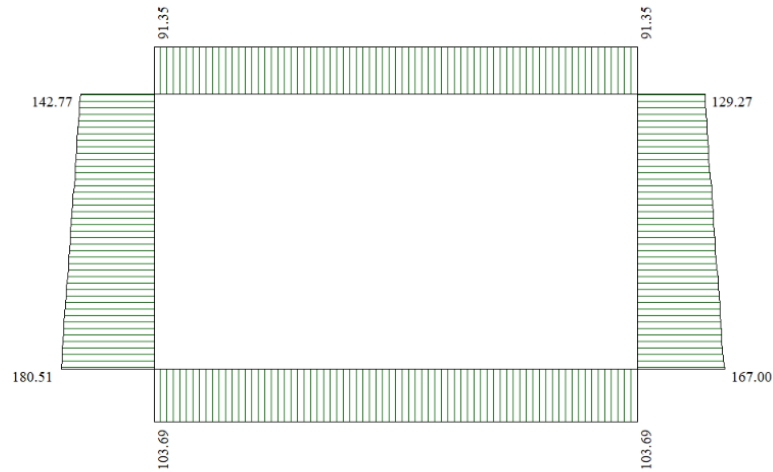


Figura 25 – inviluppo diagramma sforzo normale SLU

Risultati (riferiti ad un metro di scatolare)

SLU (Approccio 2)

	Sollecitazioni max comb.		Sollecitazioni max			
	M [kNm]	Comb.	T [kN]	Comb.	N [kN]	Comb.
Fondazione	143.96	(2)	-177.32	(2)	103.69	(3)
Piedritto sinistro	-86.87	(3)	111.36	(3)	180.51	(2)
Piedritto centrale	---	---	---	---	---	---
Piedritto destro	-88.37	(2)	-96.03	(3)	167.00	(2)
Traverso	-88.37	(2)	142.77	(2)	91.35	(3)

Combinazioni analizzate: 12

<< >> Chiudi Help

Figura 26 – Inviluppo sollecitazioni caratteristiche

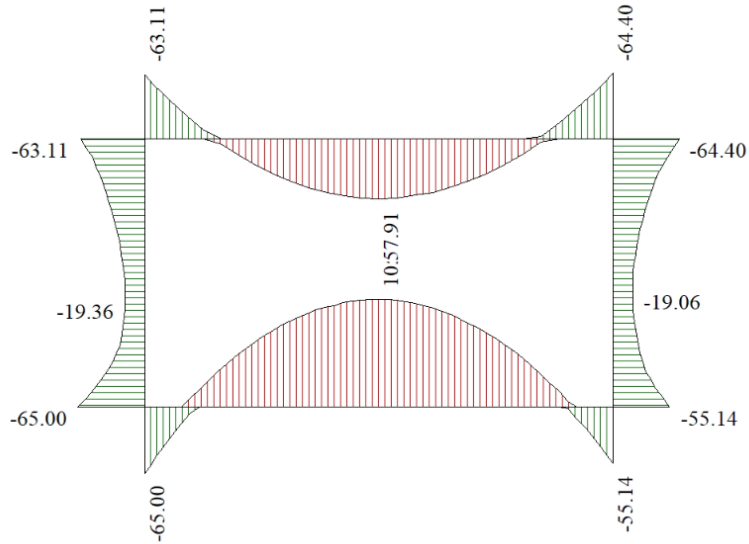


Figura 27- Involuppo momenti flettenti SLE

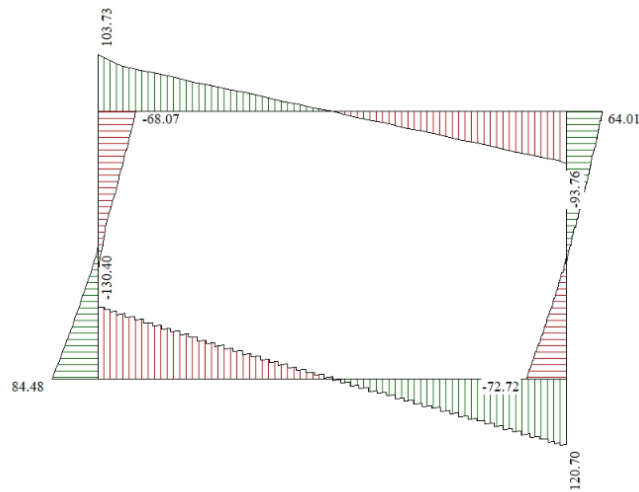


Figura 28 – Involuppo diagramma del taglio SLE

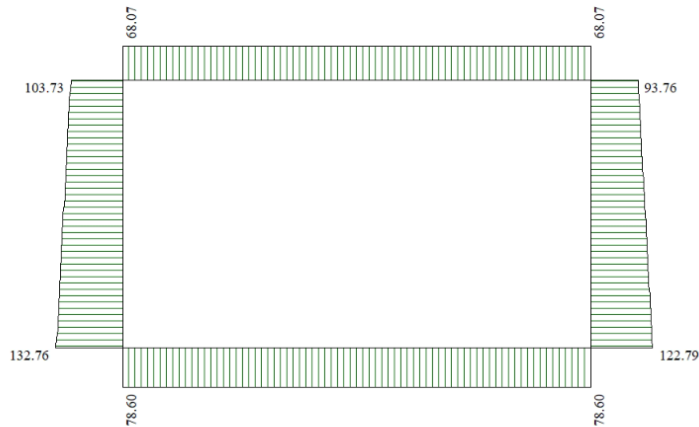


Figura 29 – Inviluppo diagramma sforzo normale SLE



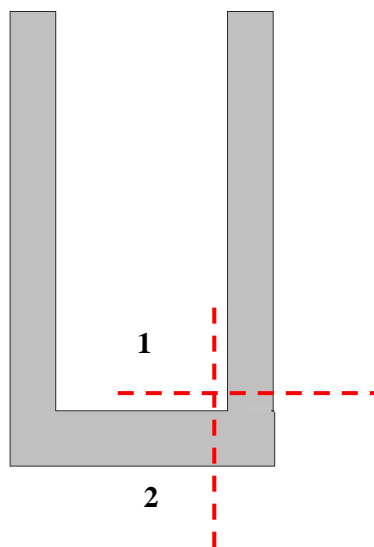
Figura 30 – Sintesi verifiche a fessurazione SLE = Verifiche soddisfatte

In Figura 30 rappresenta il fatto che non vi è apertura delle fessure in nessuna sezione.

10 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO

10.1 Sezione B

Le sezioni in cui vengono eseguite le verifiche sono schematicamente quelle di figura seguente:



10.1.1 Sezione 1

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 40 \text{ cm}$

$M_{Ed,SLV} = 240.47 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 38.49 \text{ kN}$

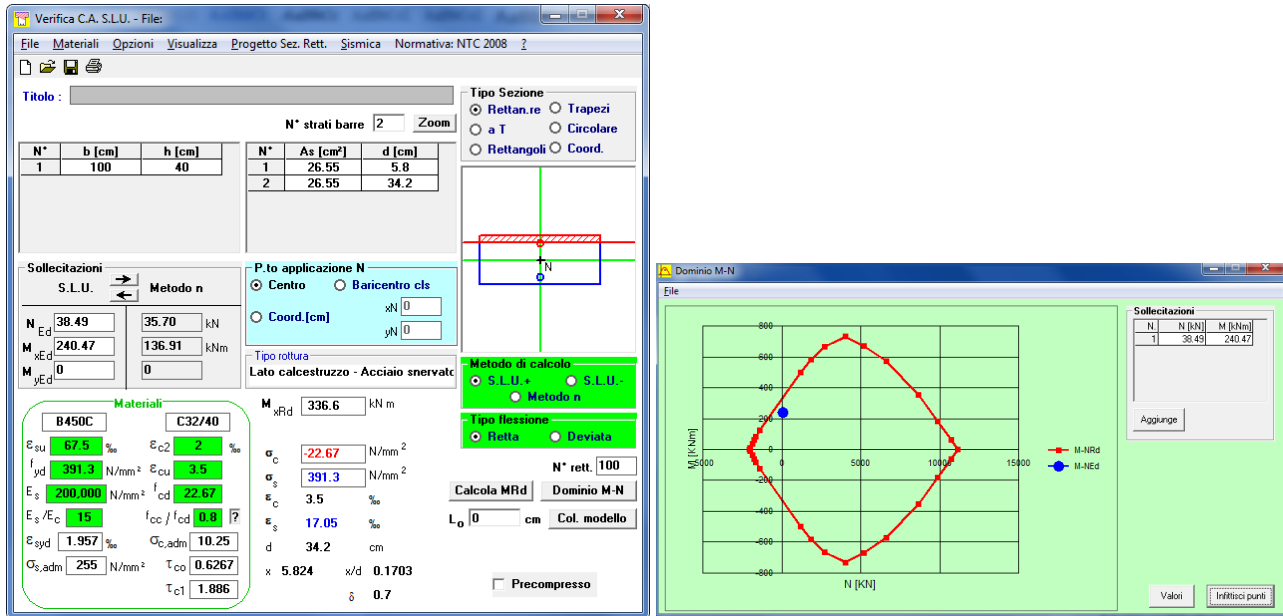
$V_{Ed,SLV} = 153.81 \text{ kN}$

$M_{Ed,SLE} = 136.91 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 35.70 \text{ kN}$

$A_s = 5\varnothing 26$

$A'_s = 5\varnothing 26$



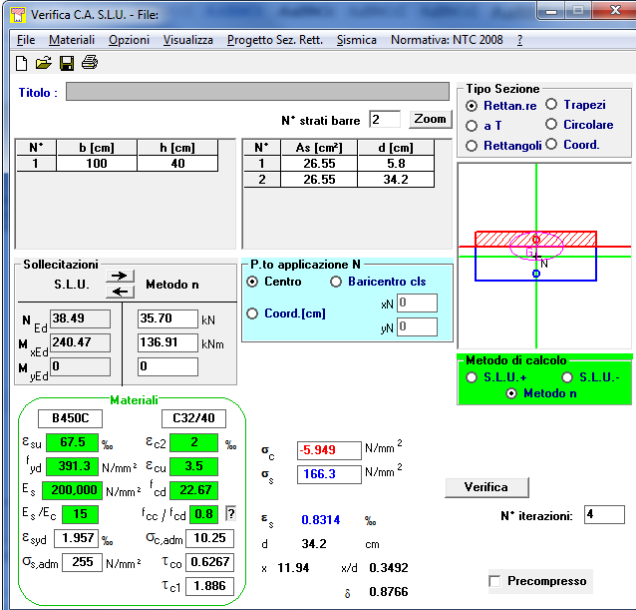
La sezione risulta verificata a taglio senza inserimento di armatura specifica

		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	154
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	38
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	400
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	26
7	Coprifero delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	0.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	8
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	S_w		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_a		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{ed} / B H < 0,2 f_{cd}$	MPa	0.10
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	329
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm ²	2,655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0,02$	-	0.00807
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1.77968
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.470
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0.484
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1.005
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.646
30	Taglio Resistente del cls non armato	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c} B d$	kN	212
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:
 $\sigma_c = 5.95 \text{ MPa} < 12.8 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = 166.3 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

$$W = 0.189 \text{ mm} < 0.200 \text{ mm}$$



Grandezza	Rara	U.Mis	Descrizione e formula
b	1000	[mm]	
h	400	[mm]	
c	58	[mm]	Ricoprimento
x	119.4	[mm]	
Ø	26	[mm]	
n Fe	5		
As	2654.6	[mm ²]	
β1	1		barre ad aderenza migliorata.
β2	0.5		azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute
β	0.6523		
Es	210000	[N/mm ²]	
σs	166.3	[N/mm ²]	
(1-β1β2β2)	0.7872		>=0.4
εsm	0.0006234		Deformazione media unitaria= σs (1-β1β2β2)/Es
deff	140.3	[mm]	min((h-x)/2 ; c+7,5Ø)
b _{eff}	370	[mm]	base calcestruzzo efficace
Ac,eff	51911	[mm ²]	Area calcestruzzo efficace = deff * b _{eff}
k3	0.125		
ρ	0.05114		As/Aceff
s	185	[mm]	
k2	0.4		barre ad aderenza migliorata
Δ _{sm}	178.4	[mm]	distanza media fra le fessure = 2(c+s/10) + k2k3Ø/ρ
wd	0.1891	[mm]	apertura delle fessure = 1,7 Δ _{sm} εsm

10.1.2 Sezione 2

$$B = 100 \text{ cm} \quad H = 60 \text{ cm}$$

$$M_{Ed,SLV} = 240.47 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 38.49 \text{ kN}$$

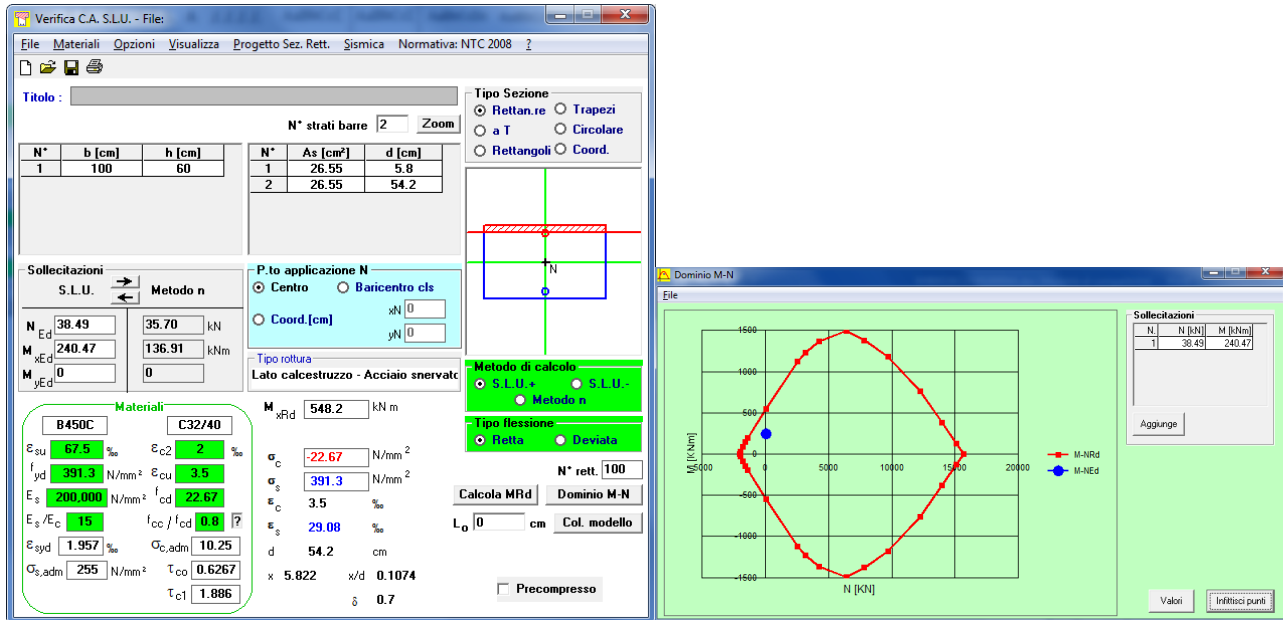
$$V_{Ed,SLV} = 153.81 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = -136.91 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 35.70 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\text{Ø}26$$

$$A'_s = 5\text{Ø}26$$



La sezione risulta verificata a taglio senza inserimento di armatura specifica

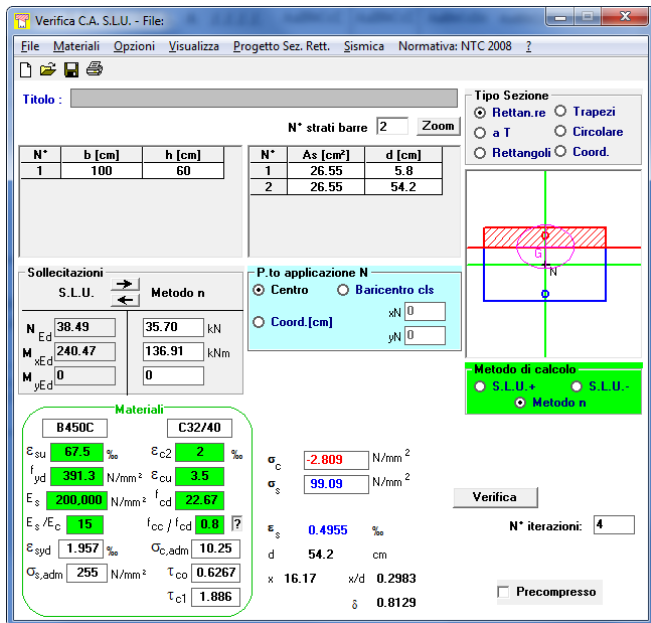
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	154
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	38
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	600
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	26
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	0.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	8
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_a		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{Ed} / B H < 0,2 f_{cd}$	MPa	0.06
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm ²	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0,02$	-	0.00502
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1.61488
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.406
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0.416
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot \alpha^2 \theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1.004
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	V_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.499
30	Taglio Resistente del cls non armato	$V_{Rd,c}$	$v_{Rd,c} B d$	kN	264
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 2.81 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 99.1 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

La sezione risulta non fessurata essendo $M_{fess} = 199.53 \text{ kNm} > M_{Ed} = 136.91 \text{ kNm}$



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	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N	Ed	M	xEd	yEd
38.49	35.70	136.91	0	0

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

Metodo di calcolo
 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}	22.67
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	10.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6267
		τ_{c1}	1.886

σ_c -2.809 N/mm²
 σ_s 99.09 N/mm²

Verifica

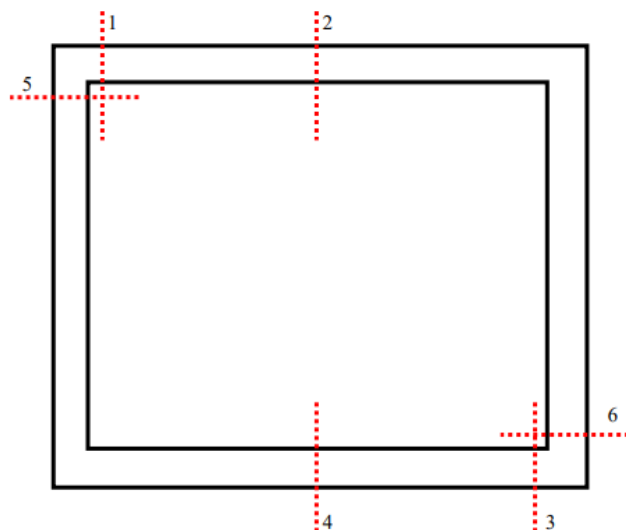
N° iterazioni: 4

Precompresso

ϵ_s 0.4955 ‰
 d 54.2 cm
 x 16.17 x/d 0.2983
 δ 0.8129

10.2 Sezione D

Le sezioni in cui vengono eseguite le verifiche sono schematicamente quelle di figura seguente:



10.2.1 Sezione 1

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 40 \text{ cm}$

$$M_{Ed,SLV} = 88.37 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 82.55 \text{ kN}$$

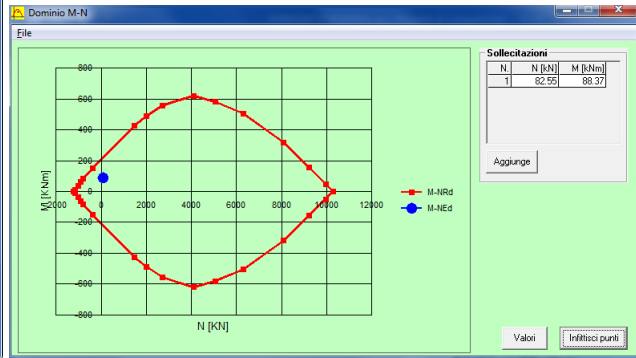
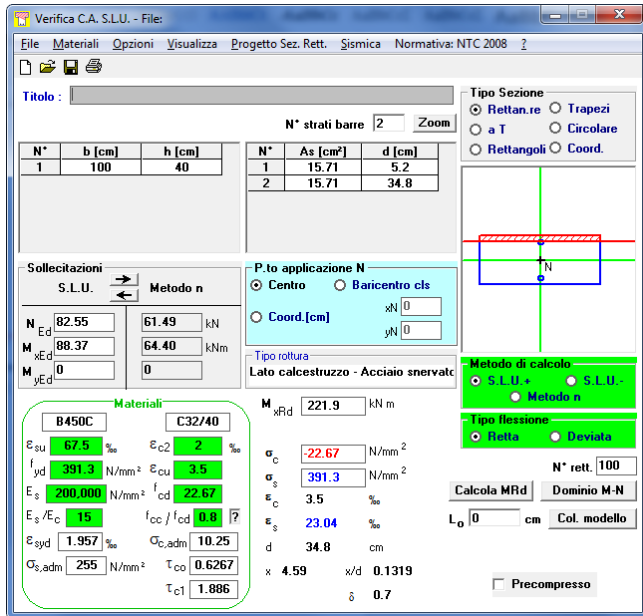
$$V_{Ed,SLV} = 129.27 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = 64.40 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 61.49 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\varnothing 20$$

$$A'_s = 5\varnothing 20$$



La sezione risulta verificata a taglio senza inserimento di armatura specifica

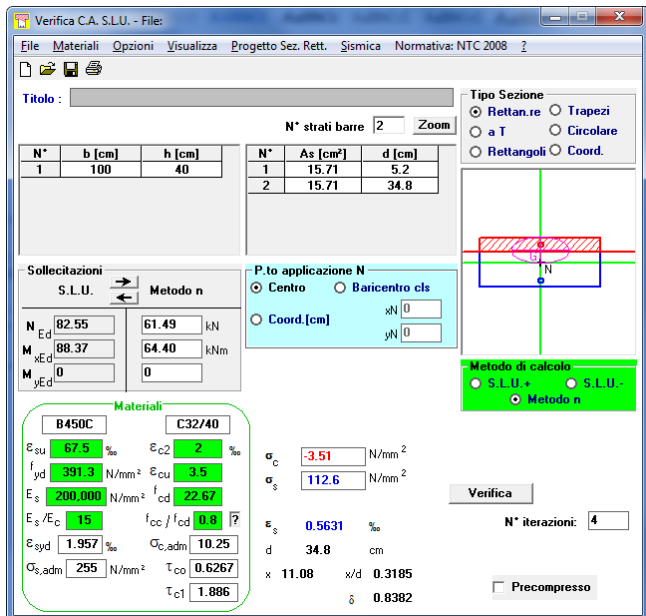
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	129
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	83
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	400
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	20
7	Coprifero delle barre longitudinali	c		mm	52
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	0.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	8
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_a		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{ed} / B H < 0,2 f_{cd}$	MPa	0.21
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	338
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm ²	1,571
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0,02$	-	0.00465
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{200/d} < 2$	-	1.76923
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.466
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0.497
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1.011
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.553
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	187
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 3.51 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 112.6 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

La sezione risulta non fessurata essendo $M_{fess} = 89.90 \text{ kNm} > M_{Ed} = 64.40 \text{ kNm}$



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key data points include:

- Section Data:** N° strati barre: 2. Table with columns N°, b [cm], h [cm], N°, As [cm²], d [cm].
- Materials:** B450C and C32/40. Properties like ϵ_{su} , f_{yd} , E_s , ϵ_{c2} , ϵ_{cu} , f_{cd} , σ_c , σ_s , ϵ_s , d , x , δ are displayed.
- Results:** $\sigma_c = -3.51 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 112.6 \text{ N/mm}^2$.
- Iteration:** N° iterazioni: 4.

10.2.2 Sezione 2

$$B = 100 \text{ cm} \quad H = 40 \text{ cm}$$

$$M_{Ed,SLV} = 79.62 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 82.55 \text{ kN}$$

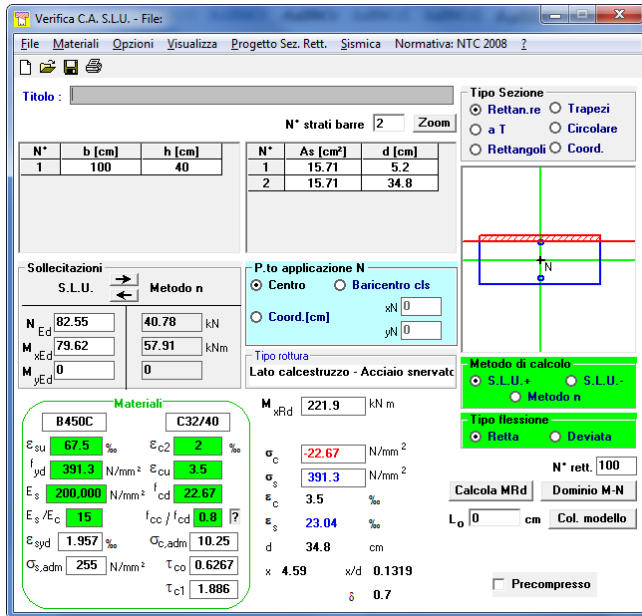
$$V_{Ed,SLV} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = 57.91 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 40.78 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\emptyset 20$$

$$A'_s = 5\emptyset 20$$



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	40	1	15.71	5.2
			2	15.71	34.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed: 82.55 kN
M xEd: 79.62 kNm
M yEd: 0

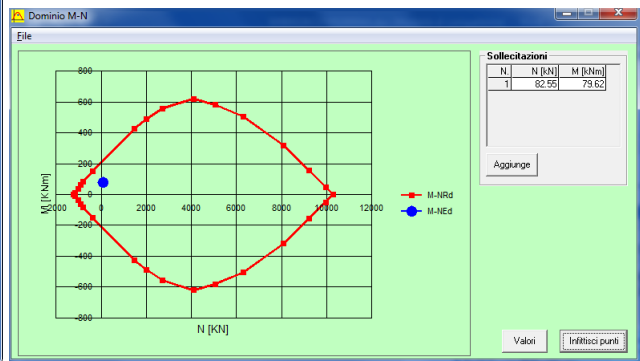
P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

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} : 22.67
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957% $\sigma_{c,adm}$: 10.25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6267
 τ_{c1} : 1.886

σ_c : -22.67 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_s : 3.5%
 ϵ_s : 23.04%
d: 34.8 cm
x: 4.59 x/d: 0.1319
 δ : 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett.: 100
Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
Precompresso

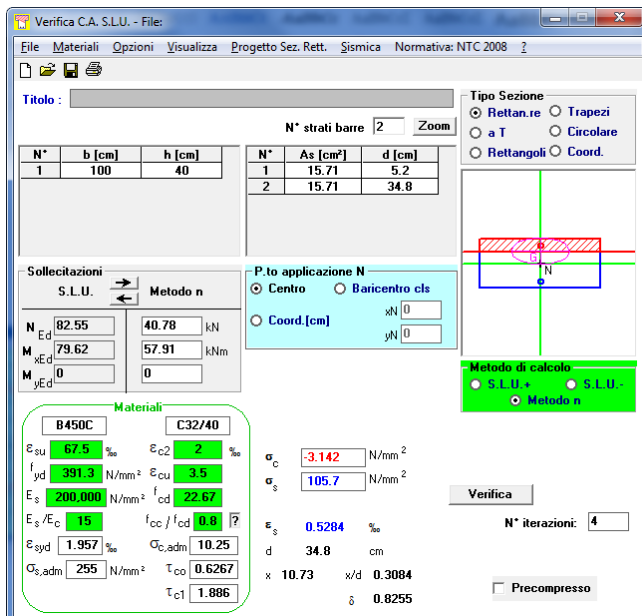


Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 3.14 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 105.7 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

La sezione risulta non fessurata essendo $M_{fess} = 88.27 \text{ kNm} > M_{Ed} = 57.91 \text{ kNm}$



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	40	1	15.71	5.2
			2	15.71	34.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed: 82.55 kN
M xEd: 79.62 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} : 22.67
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957% $\sigma_{c,adm}$: 10.25
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6267
 τ_{c1} : 1.886

σ_c : -3.142 N/mm²
 σ_s : 105.7 N/mm²
 ϵ_s : 0.5284%
d: 34.8 cm
x: 10.73 x/d: 0.3084
 δ : 0.8255

Verifica
N° iterazioni: 4
Precompresso

10.2.3 Sezione 3

$B = 100 \text{ cm}$ $H = 60 \text{ cm}$

$M_{Ed,SLV} = 86.87 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 103.71 \text{ kN}$

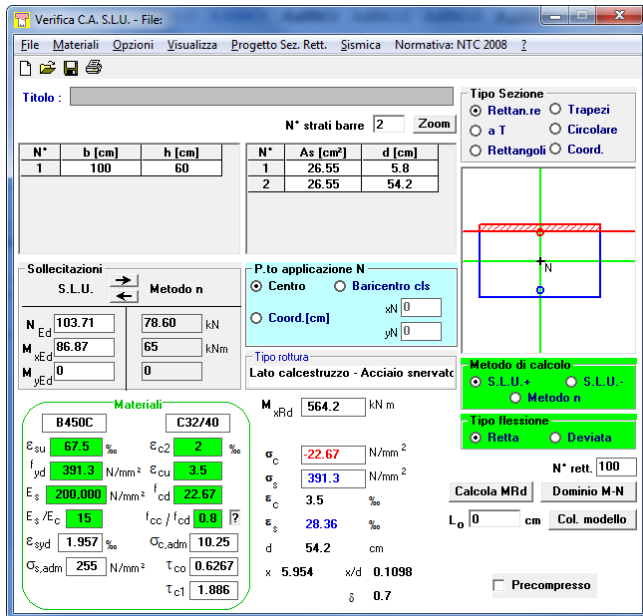
$V_{Ed,SLV} = 175.65 \text{ kN}$

$M_{Ed,SLE} = 65.00 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 78.60 \text{ kN}$

$A_s = 5\emptyset 26$

$A'_s = 5\emptyset 26$



Verifica CA. 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	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}
103.71	86.87	0	78.60	65	0

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

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100

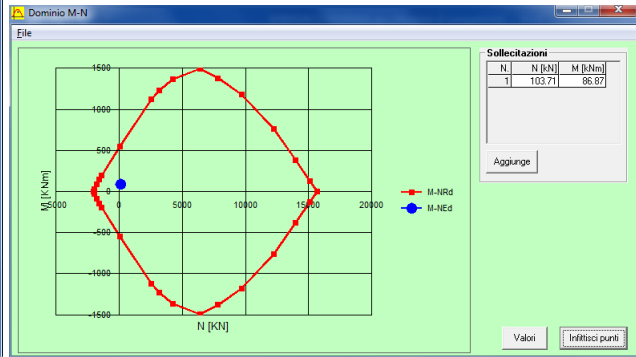
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali:
B450C **C32/40**
 E_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 22.67 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.9 [?]
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $C_{c,adm}$ 10.25
 $C_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6267
 τ_{c1} 1.886

M_{xRd} 564.2 kNm
 σ_c -22.67 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 28.36 ‰
d 54.2 cm
x 5.954 x/d 0.1098
 δ 0.7



La sezione risulta verificata a taglio senza inserimento di armatura specifica

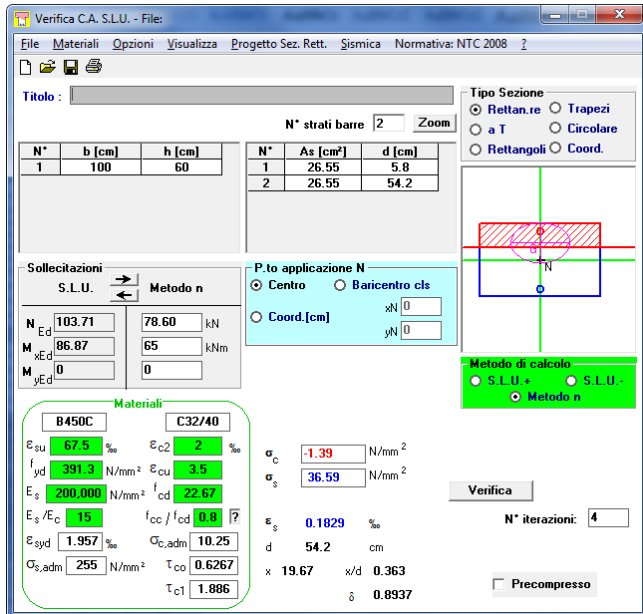
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	176
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	104
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	600
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	26
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	58
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	0.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	8
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}			0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_a		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{Ed} / BH < 0,2 f_{cd}$	MPa	0.17
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	529
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm ²	2.655
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / Bd < 0,02$	-	0.00502
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1.61488
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.406
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0.432
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$		0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1.010
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.515
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	272
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 1.39 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 36.59 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

La sezione risulta non fessurata essendo $M_{fess} = 222.37 \text{ kNm} > M_{Ed} = 65.0 \text{ kNm}$



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	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 103.71 78.60 kN
M_{Ed} 86.87 65 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Materiali
B450C C32/40

ε_{cu} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 22.67 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 10.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6267 N/mm²
τ_{c1} 1.886 N/mm²

σ_c -1.39 N/mm²
σ_s 36.59 N/mm²

ε_s 0.1829 ‰
d 54.2 cm
x 19.67 x/d 0.363
δ 0.8937

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

10.2.4 Sezione 4

B = 100 cm H = 60 cm

$$M_{Ed,SLV} = 143.96 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 92.44 \text{ kN}$$

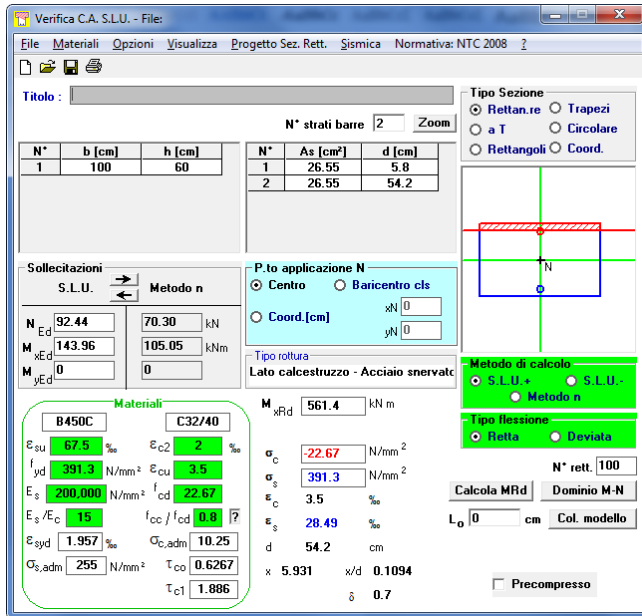
$$V_{Ed,SLV} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = 105.05 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 70.30 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\varnothing 26$$

$$A'_s = 5\varnothing 26$$



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	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 92.44 70.30 kN
M_{xEd} 143.96 105.05 kNm
M_{yEd} 0 0

Materiali
B450C C32/40

ε_{cu} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 22.67 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 10.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6267
τ_{c1} 1.886

σ_c -22.67 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_s 3.5 ‰
ε_s 28.49 ‰
d 54.2 cm
x 5.931 x/d 0.1094
δ 0.7

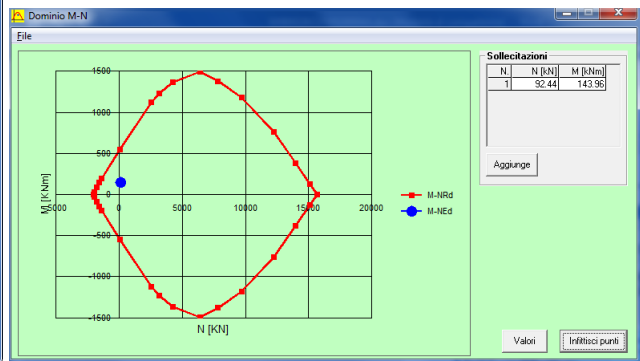
Metodo di calcolo
S.L.U. Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Dominio M-N

Calcola MRd L₀ 0 Col. modello

Precompresso

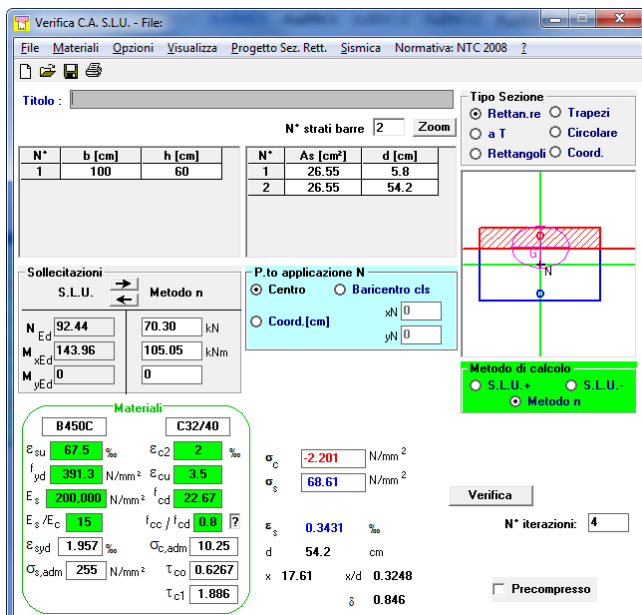


Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 2.20 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 68.61 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

La sezione risulta non fessurata essendo $M_{fess} = 208.77 \text{ kNm} > M_{Ed} = 105.05 \text{ kNm}$



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	60	1	26.55	5.8
			2	26.55	54.2

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 92.44 70.30 kN
M_{xEd} 143.96 105.05 kNm
M_{yEd} 0 0

Materiali
B450C C32/40

ε_{cu} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 22.67 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 10.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6267
τ_{c1} 1.886

σ_c 2.201 N/mm²
σ_s 68.61 N/mm²
ε_s 0.3431 ‰
d 54.2 cm
x 17.61 x/d 0.3248
δ 0.846

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

10.2.5 Sezione 5

B = 100 cm H = 40 cm

$M_{Ed,SLV} = 88.37 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLV} = 129.27 \text{ kN}$

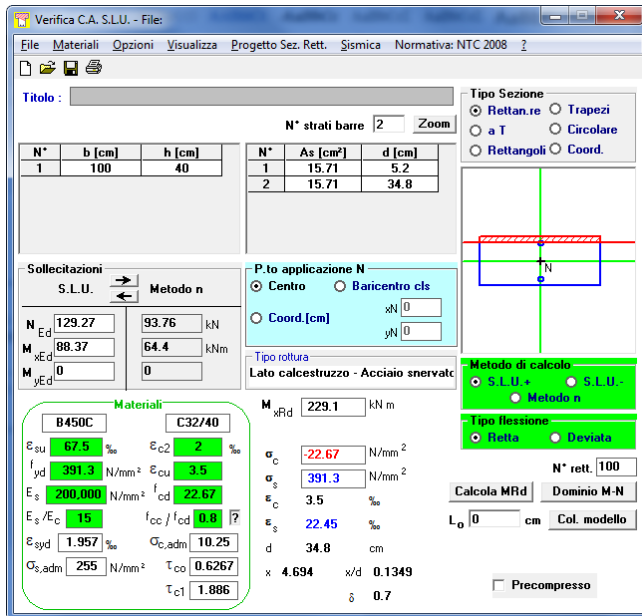
$V_{Ed,SLV} = 78.93 \text{ kN}$

$M_{Ed,SLE} = 64.40 \text{ kNm}$

$N_{Ed,SLE} = 93.76 \text{ kN}$

$A_s = 5\emptyset 20$

$A'_s = 5\emptyset 20$



Verifica CA. 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	40	1	15.71	5.2
			2	15.71	34.8

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}	N _{Ed}	M _{Ed}	V _{Ed}
129.27	88.37	0	93.76	64.4	0

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67.5 % e_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 22.67
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 e_{3yd} 1.957 % C_{cc,adm} 10.25
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6267
 τ_{c1} 1.886

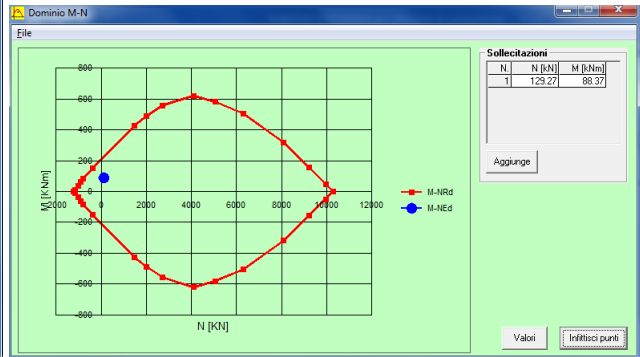
Metodo di calcolo
 S.L.U. + S.L.U. -
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso



La sezione risulta verificata a taglio senza inserimento di armatura specifica

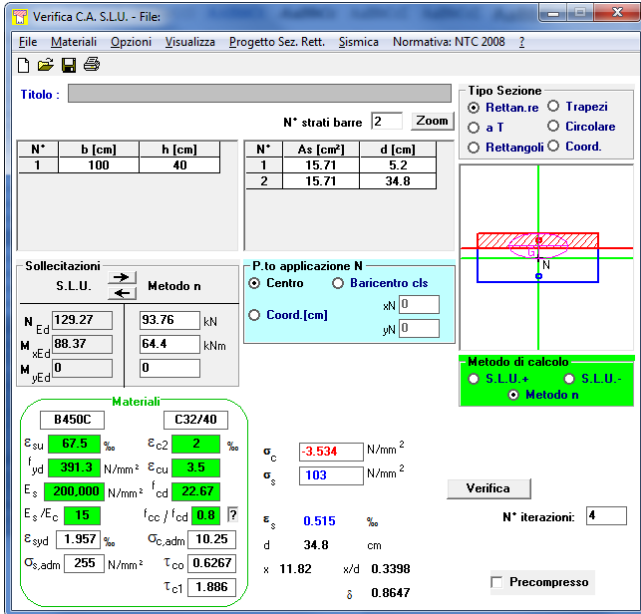
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	79
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	129
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	400
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	20
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	52
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	0.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	8
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}			0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_a		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{Ed} / BH < 0,2 f_{cd}$	MPa	0.32
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	338
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm ²	1.571
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / Bd < 0,02$	-	0.00465
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{(200/d)} < 2$	-	1.76923
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.466
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0.514
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$		0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1.018
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.571
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	193
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 3.53 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 103 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

La sezione risulta non fessurata essendo $M_{fess} = 93.34 \text{ kNm} > M_{Ed} = 64.40 \text{ kNm}$



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	40	1	15.71	5.2
			2	15.71	34.8

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

	S.L.U.	Metodo n
N _{Ed}	129.27	93.76 kN
M _{Ed}	88.37	64.4 kNm
M _{yEd}	0	0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] x[N] 0 y[N] 0

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

Materiali:

B450C		C32/40	
ε _{cu}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200,000 N/mm²	f _{cd}	22.67
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	10.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6267
		τ _{c1}	1.886

σ_c: -3.534 N/mm²
σ_s: 103 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4 Precompresso

ε_s: 0.515 ‰
d: 34.8 cm
x: 11.82 x/d: 0.3398
δ: 0.8647

10.2.6 Sezione 6

B = 100 cm H = 40 cm

$$M_{Ed,SLV} = 86.87 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLV} = 178.82 \text{ kN}$$

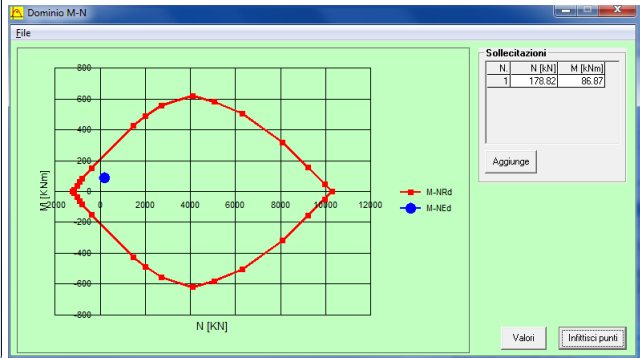
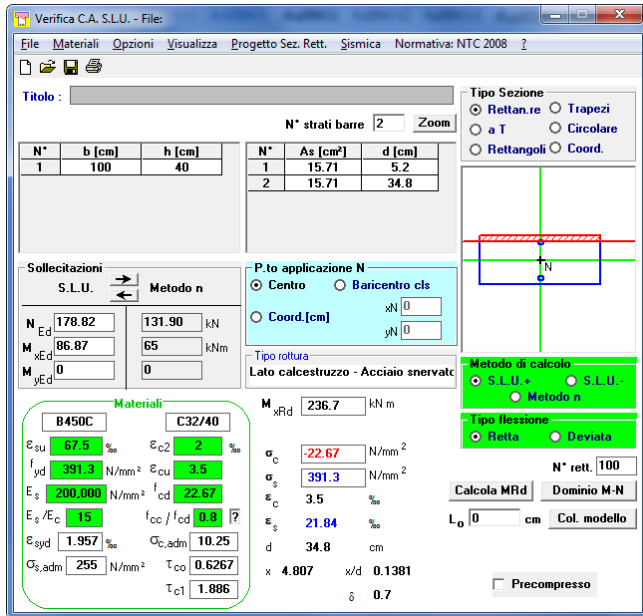
$$V_{Ed,SLV} = 111.36 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,SLE} = 65.00 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed,SLE} = 131.90 \text{ kN}$$

$$A_s = 5\varnothing 20$$

$$A'_s = 5\varnothing 20$$



La sezione risulta verificata a taglio senza inserimento di armatura specifica

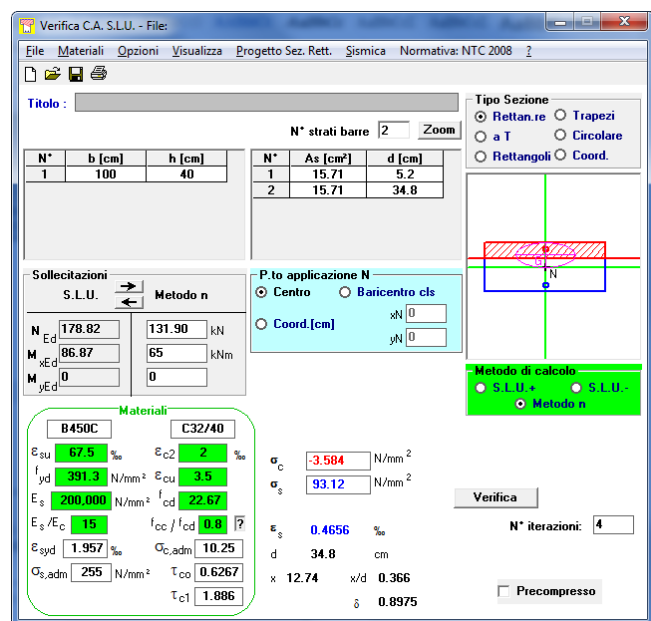
		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	111
2	Sforzo Normale Agente	N_{ed}		kN	179
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	400
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	20
7	Coprifero delle barre longitudinali	c		mm	52
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	0.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	8
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_a		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_a	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{ed} / B H < 0,2 f_{cd}$	MPa	0.45
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	338
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm ²	1,571
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / B d < 0,02$	-	0.00465
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{200/d} < 2$	-	1.76923
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.466
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0.533
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1.025
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.589
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	199
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{ed} < V_{Rd,c}$?	OK

Per le verifiche SLE:

$$\sigma_c = 3.58 \text{ MPa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 93.12 \text{ MPa} < 337.5 \text{ Mpa}$$

La sezione risulta non fessurata essendo $M_{fess} = 97.77 \text{ kNm} > M_{Ed} = 65.00 \text{ kNm}$



10.3 Soletta scale

La scala in oggetto conduce dal sottopasso, alla banchina. Verrà realizzata in c.a ed è costituita da due rampe la cui larghezza netta è di 1.90 m.

I gradini hanno una pedata di 30 cm ed un'alzata di 16 cm, sono gettati in opera e poggiano sulla soletta che a sua volta poggia sui muri di contenimento.

Il modello di calcolo adottato è in favore di sicurezza quello di trave appoggiata, la luce di calcolo che si adotta per tale scala è di 2.30 m. Le verifiche vengono condotte sulla striscia di un metro.

10.3.1 Analisi dei carichi

PERMANENTI

Soletta 15 cm; inclinazione 28°

Peso specifico del C.A. = 25.00 KN/m³

Peso delle solette = 25.00 x 0.15 / cos28° = 4.24 KN/m²

Peso gradini = 25.00 x 0.30 x 0.16 / 2 / 0.3 = 2.00 KN/m²

Carico totale permanenti strutturali → G_s = 6.24 KN/m²

Peso finitura in granito ≈ 2.00 KN/m²

Carico totale permanenti non strutturali → G = 2.00 KN/m²

VARIABILI

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 5 kN/m².

Carichi agenti sulla striscia di 1 m

$$g = 6.24 + 2.00 = 8.24 \text{ KN/m}$$

$$q = 5.00 \text{ KN/m}$$

10.3.2 Calcolo sollecitazioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_g \times g + \gamma_q \times q$$

$$\text{In cui } \gamma_g = 1.3$$

$$\gamma_q = 1.5$$

Per cui le sollecitazioni massime di progetto allo SLU sono:

$$\text{Momento flettente } M_d = 1/8 \times Q \times l^2$$

$$M_d = 1/8 \times (1.3 \times 8.24 + 1.5 \times 5.00) \times 2.30^2 = 12.04 \text{ KNm}$$

$$\text{Taglio } V_d = Q \times l / 2$$

$$V_d = (1.3 \times 8.24 + 1.5 \times 5.00) \times 2.30 / 2 = 20.9 \text{ KN}$$

Combinazione caratteristica rara (SLE irreversibili):

$$g + q$$

Per cui le sollecitazioni massime di progetto allo SLE sono:

$$\text{Momento flettente } M_{es} = 1/8 \times Q \times l^2$$

$$M_{es} = 1/8 \times (8.24 + 5.00) \times 2.30^2 = 8.75 \text{ KNm}$$

$$\text{Taglio } V_{es} = Q \times l / 2$$

$$V_{es} = (8.24 + 5.00) \times 2.30 / 2 = 15.22 \text{ KN}$$

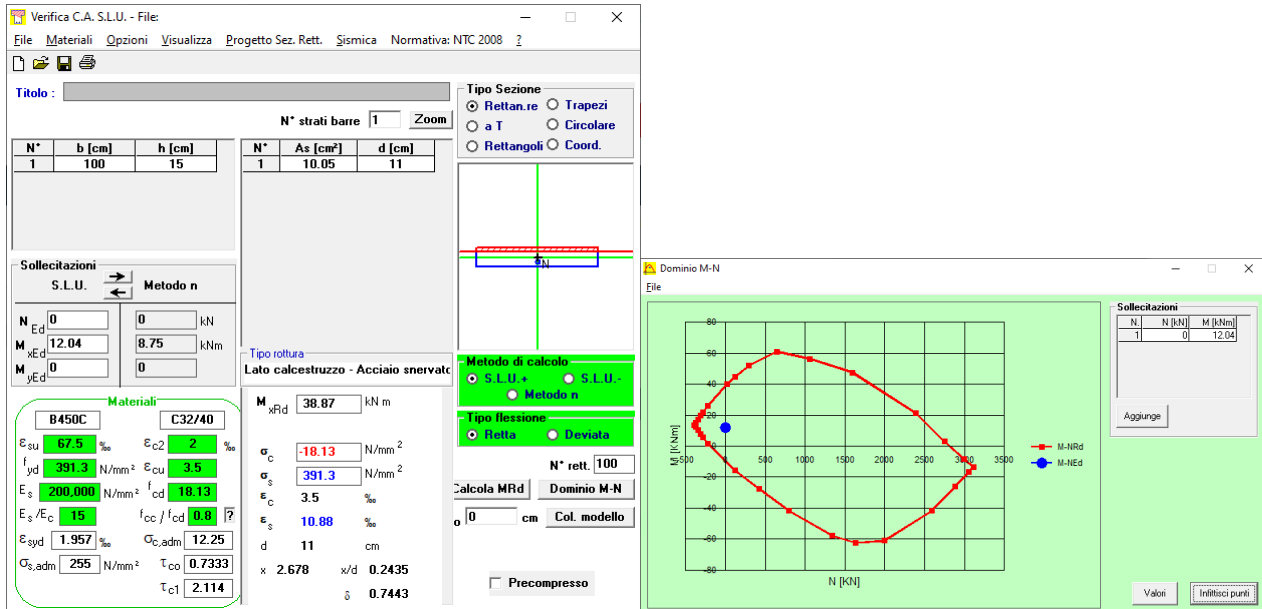
10.3.3 Verifica della sezione

DATI DELLA SEZIONE

$$H = 15 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

Verranno disposti al lembo teso $\rightarrow 5 \Phi 16$ aventi $A_a = 10.05 \text{ cm}^2$



		Notazione (NTC 2018)	Formule (NTC 2018)	Unità	Valore
1	Taglio Agente	V_{ed}		kN	21
2	Storzo Normale Agente	N_{ed}		kN	0
3	Larghezza Sezione	B		mm	1000
4	Altezza Sezione	H		mm	150
5	Numero delle barre longitudinali	n		-	5.0
6	Diametro delle barre longitudinali	ϕ		mm	16
7	Copriferro delle barre longitudinali	c		mm	40
8	Numero delle barre trasversali a taglio	n_w		-	0.0
9	Diametro delle barre trasversali a taglio	ϕ_w		mm	8
10	Interasse delle barre trasversali a taglio	s_w		mm	200
11	Angolo barre trasversali - asse trave	α		°	90
12	Angolo bielle compresse - asse trave	θ		°	21.801
13	Resistenza caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}		Mpa	32
14	Coefficiente di sicurezza sul calcestruzzo	γ_c		-	1.5
15	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α_{cc}		-	0.85
16	Resistenza caratteristica dell'acciaio	f_{yk}		MPa	450
17	Coefficiente di sicurezza sull'acciaio	γ_s		-	1.15
18	Resistenza di calcolo del calcestruzzo	f_{cd}	$\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	MPa	18.13
19	Resistenza di calcolo dell'acciaio	f_{yd}	f_{yk} / γ_s	MPa	391
20	Tensione Compressione Media	σ_{cp}	$N_{ed} / BH < 0,2 f_{cd}$	MPa	0.17
21	Altezza Utile Sezione	d		mm	432
22	Area di acciaio longitudinale	A_{sl}	$n n \phi^2 / 4$	mm²	1.571
23	Densità di armatura longitudinale	ρ_l	$A_{sl} / Bd < 0,02$	-	0.00364
24	Coefficiente amplificativo	k	$1 + \sqrt{200/d} < 2$	-	1.68041
25	Resistenza minima a taglio del cls non compres.	v_{min}	$0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	MPa	0.431
26	Resistenza minima a taglio del cls compresso	v_{min}	$v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}$	MPa	0.457
27	Coefficiente di riduzione	v	$(\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$	-	0.345
28	Coefficiente maggiorativo	α_c	$f(\sigma_{cp} / f_{cd})$	-	1.009
29	Resistenza di calcolo a taglio del cls non armato	v_{Rd}	$0,18 k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3}$	MPa	0.482
30	Taglio Resistente del cls non armato	V_{Rd}	$v_{Rd,c} B d$	kN	208
31	Verifica in assenza di armature a taglio		$V_{Ed} < V_{Rd,c}$?	OK

La sezione risulta verificata agli SLV anche in assenza di armatura a taglio

Per la verifica SLE

$$\sigma_c = 2.60 \text{ Mpa} < 12.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 72.5 \text{ Mpa} < 337.5 \text{ MPa}$$

La sezione non risulta fessurata essendo $M_{fess} = 10.96 \text{ kNm} > M_{Ed,SLE} = 8.75 \text{ kNm}$

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	10.05	11

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	12.04	8.75	kNm
M _{yEd}	0	0	

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	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/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

Metodo di calcolo

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

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

σ_c -4.136 N/mm²
 σ_s 91.47 N/mm²
 ϵ_s 0.4574 ‰
d 11 cm
x 4.445 x/d 0.4041
 δ 0.9452

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche al collasso non risultano necessarie. A questo riguardo si rileva che essendo la struttura lateralmente circondata dal rilevato ferroviario; uno SLU per raggiungimento del carico limite del complesso fondazione-terreni di imposta è impossibile, per la presenza proprio del rilevato ferroviario ai lati della struttura scatolare.