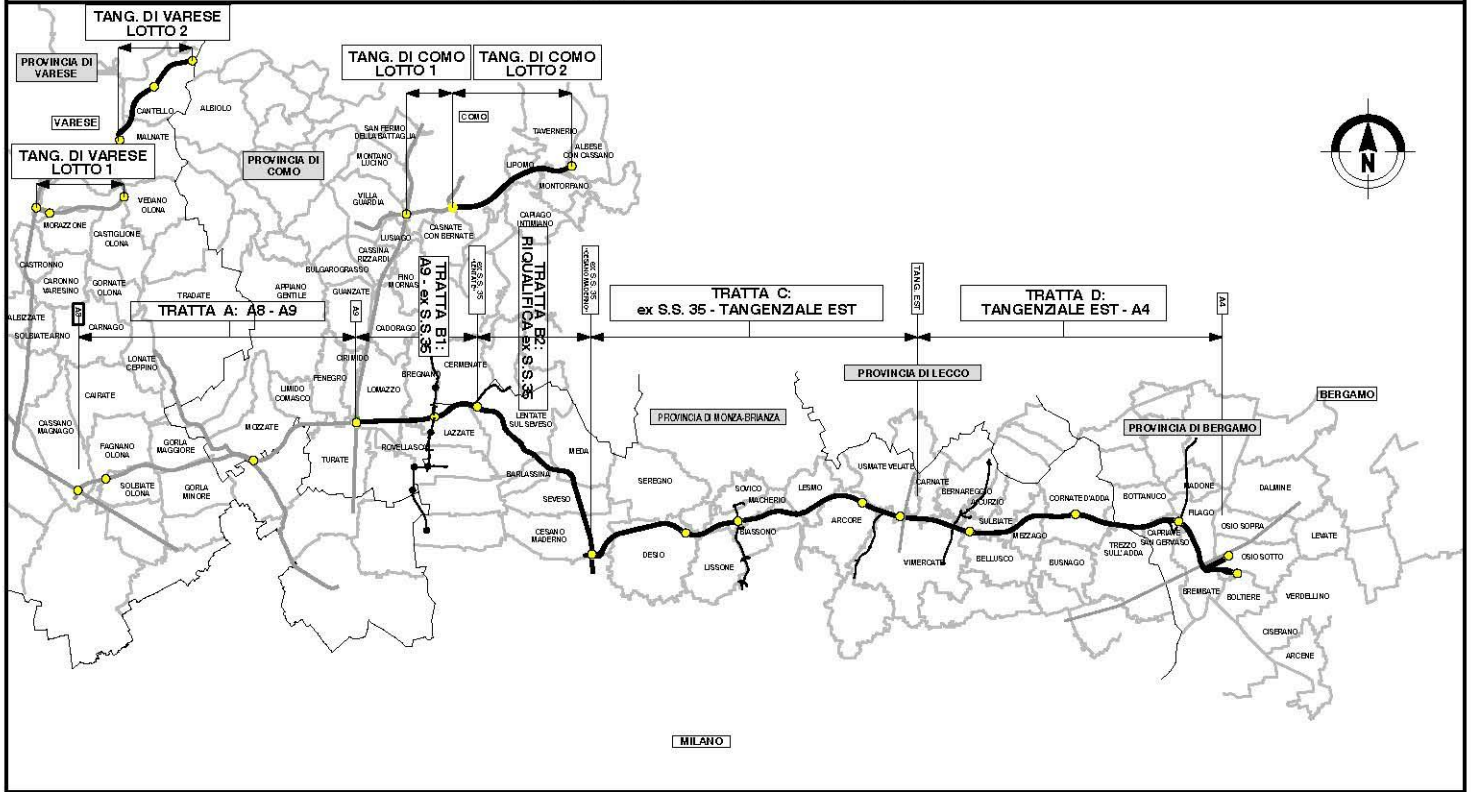


QUADRO DI UNIONE GENERALE



COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE

DALMINE-COMO-VARESE-VALICO DEL GAGGIOLO E OPERE AD ESSO CONNESSE

CODICE C.U.P. F11B06000270007

PROGETTO ESECUTIVO TRATTA C

OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIE ARTIFICIALI GALLERIA ARTIFICIALE FS MILANO-CARNATE 1 RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA ARTIFICIALE MANUFATTO A SPINTA

IDENTIFICAZIONE ELABORATO

FASE PROGETTUALE	AMBITO	TRATTA	CATEGORIA	OPERA	PARTE DI OPERA	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVA	REVISIONE ESTERNA
E	SR	CC	A03	GA16	000	RC	001	A

DATA Luglio 2023
SCALA

CONCEDENTE



CONTRAENTE GENERALE

PEDELOMBARDA NUOVA S.c.p.A.

DATA

REVISIONE

23/06/2023	Emissione	A01
26/07/2023	Recepimento istruttoria PNL	A02

ELABORAZIONE PROGETTUALE

PROGETTISTI

Rocksoll S.p.A.



RESPONSABILE
INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE

Ing. Carlo Listorti

Redatto
M. Auguanno

Visto
A. Marchiondelli

Aprovato
M. Gatti

CONCESSIONARIO



PROGETTISTA



Il presente documento non potrà essere copiato, riprodotto o altrimenti pubblicato in tutto o in parte senza il consenso scritto di Autostrada Pedemontana Lombarda S.p.A. Ogni utilizzo non autorizzato sarà perseguito a norma di legge.
This document may not be copied, reproduced or published either in part or entirely without the written permission of Autostrada Pedemontana Lombarda S.p.A. Unauthorized use will be persecuted by law.



COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DALMINE – COMO – VARESE – VALICO DEL GAGGIOLO
E OPERE CONNESSE

PROGETTO ESECUTIVO

TRATTE B2, C, TRMI10/TRMI17/TRCO06

TRATTA C

GALLERIA ARTIFICIALE FS MILANO-CARNATE 1

RELAZIONE DI CALCOLO GALLERIA ARTIFICIALE
MANUFATTO A SPINTA

Sommario

1. PREMESSA.....	6
2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE	9
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	11
4. SOFTWARE DI ANALISI E DI VERIFICA	12
5. MATERIALI STRUTTURALI.....	13
5.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTI DI PULIZIA.....	13
5.2. CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOLETTA INFERIORE, SOLETTA SUPERIORE, PIEDRITTI E ROSTRO.....	13
5.3. ACCIAIO PER C.A.	13
5.4. REQUISITI DI DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO.....	14
6. PARAMETRI GEOTECNICI.....	16
7. DEFINIZIONE DELL’AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	18
7.1. REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE DI PROGETTO	18
7.2. DEFINIZIONE DEI VALORI DI ACCELERAZIONE SU SUOLO RIGIDO PER SLO, SLD, SLV, SLC	18
7.3. DETERMINAZIONE CATEGORIA DI SUOLO.....	18
8. VALUTAZIONE DEI CARICHI AGENTI	19
8.1. PESO PROPRIO STRUTTURALE	19
8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2).....	19
8.3. CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO (Q)	20
8.3.1. <i>Ripartizione locale dei carichi</i>	20
8.3.2. <i>Effetti dinamici</i>	21
8.3.3. <i>Carichi derivanti dal treno LM71 (Q)</i>	22
8.3.4. <i>Carichi derivanti dal treno SW/2 (Q)</i>	23
8.3.5. <i>Azioni di avviamento e frenatura (Q)</i>	24
8.4. SPINTE LATERALI DEL TERRENO A RIPOSO.....	25
8.4.1. <i>Spinta del terreno in condizioni di riposo</i>	25
8.4.2. <i>Spinta del terreno dovuta al sovraccarico del ballast</i>	26
8.4.3. <i>Spinta del terreno dovuta al carico variabile</i>	26
8.4.4. <i>Spinta del terreno dovuta alle strutture in adiacenza</i>	26
8.5. CARICO DA NEVE	27
8.6. AZIONI SISMICHE (E)	28
8.6.1. <i>Accelerazioni sismiche</i>	28
8.6.2. <i>Spinta sismica delle terre</i>	29
8.7. RITIRO DELLA SOLETTA SUPERIORE (G).....	30
8.8. AZIONI TERMICHE (Q)	32
8.9. AZIONI ECCEZIONALI	33
8.9.1. <i>Urti</i>	33
8.9.2. <i>Incendio</i>	33
9. COMBINAZIONI DI CARICO	34
10. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA	36
10.1. VERIFICHE STRUTTURALI ALLO SLU	36
10.1.1. <i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>	36
10.1.2. <i>Resistenza a taglio</i>	37
10.2. VERIFICHE STRUTTURALI ALLO SLE	38
10.2.1. <i>Verifiche tensionali</i>	38
10.2.2. <i>Verifiche di fessurazione</i>	38
10.2.3. <i>Verifiche di deformazione e vibrazione</i>	39
10.3. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO.....	39
10.4. VERIFICHE GEOTECNICHE	40

10.4.1.	Verifica della capacità portante.....	40
10.4.2.	Verifica di stabilità globale	42
10.5.	LIMITAZIONI DI ARMATURA	43
11.	MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE	44
11.1.	SCHEMA DI CALCOLO DEL TELAIO PRINCIPALE	45
11.2.	APPLICAZIONE DEI CARICHI MODELLO ZONA I	50
11.3.	APPLICAZIONE DEI CARICHI MODELLO ZONA II	58
11.4.	COMBINAZIONI DI CARICO ZONA I	64
11.5.	COMBINAZIONI DI CARICO ZONA II	69
11.6.	RISULTATI DELLE ANALISI ZONA I	74
11.7.	RISULTATI DELLE ANALISI ZONA II	78
12.	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI ZONA I.....	82
12.1.	SOLETTA SUPERIORE	82
12.1.1.	Verifiche SLU.....	83
12.1.2.	Verifiche SLE.....	89
12.2.	SOLETTA INFERIORE	93
12.2.1.	Verifiche SLU.....	94
12.2.2.	Verifiche SLE.....	100
12.3.	PIEDRITTI LATERALI.....	104
12.3.1.	Verifiche SLU.....	105
12.3.2.	Verifiche SLE.....	112
12.4.	PIEDRITTO CENTRALE.....	117
12.4.1.	Verifiche SLU.....	118
12.4.2.	Verifiche SLE.....	123
13.	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI ZONA II.....	126
13.1.	SOLETTA SUPERIORE	126
13.1.1.	Verifiche SLU.....	128
13.1.2.	Verifiche SLE.....	130
13.2.	SOLETTA INFERIORE	134
13.2.1.	Verifiche SLU.....	135
13.2.2.	Verifiche SLE.....	138
14.	VERIFICA AZIONI ECCEZIONALI	142
14.1.	VERIFICA URTO VEICOLO CONTRO PIEDRITTO CENTRALE.....	142
14.2.	VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO	143
15.	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE E VIBRAZIONE	147
15.1.	INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO.....	147
15.1.1.	Verifica rotazione complessiva	147
15.1.2.	Verifica spostamento orizzontale.....	147
15.1.3.	Verifica inflessione verticale	147
15.2.	STATO LIMITE PER IL CONFORT DEI PASSEGGERI	148
16.	VERIFICHE SLU GEOTECNICHE	149
16.1.	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	149
16.2.	VERIFICA DI STABILITÀ DELLO SCAVO PROVVISORIO.....	151
17.	ANALISI E VERIFICA DEI ROSTRI	152
17.1.	CODICE DI CALCOLO	152
17.2.	TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTA	152
17.3.	MODELLAZIONE ADOTTATA.....	152
17.4.	ANALISI DEI CARICHI.....	153
17.4.1.	Peso proprio strutturale	153
17.4.2.	Carichi permanenti portati (G2)	153
17.4.3.	Spinta del terreno in condizioni di riposo.....	153

17.4.4.	<i>Spinta del terreno dovuta al carico variabile</i>	153
17.4.5.	<i>Carichi variabili da traffico ferroviario (Q)</i>	154
17.5.	APPLICAZIONE DEI CARICHI MODELLO ROSTRO	154
17.6.	COMBINAZIONI DI CARICO	157
17.7.	RISULTATI DELLE ANALISI.....	157
17.8.	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI.....	161
17.8.1.	<i>Verifica travi (punti) di collegamento</i>	161
17.8.2.	<i>Verifica rostri</i>	165
18.	ANNEXO 1 – CONSIDERAZIONI SULLA DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	169

1. PREMESSA

La presente relazione riguarda il dimensionamento delle strutture della galleria artificiale denominata Milano-Carnate 1. La struttura in oggetto fa parte delle opere infrastrutturali a servizio della tratta "C" dell'Autostrada Pedemontana Lombarda (APL) ed è formata da due tronchi successivi di lunghezza complessiva interrata di c.ca 72.0m (dalla progr. 14+968 EST alla progr. 15+022 EST), attraversando la linea ferroviaria Milano Carnate.

Il primo tronco da ovest, oggetto della presente relazione, è costituito da un monolite spinto di lunghezza complessiva 54m (più 9.0m di rostro per il varo da demolire in seconda fase); le calcolazioni della platea di varo e il muro reggispinga (strutture ausiliari per la messa in opera del monolite) saranno oggetto di un'altra relazione; il secondo tronco, anch'esso oggetto di altra relazione, è un manufatto gettato in opera di lunghezza 18.0m.

Sia linea ferroviaria esistente (binario pari e dispari), sia linea futura gravano sul solo monolite a spinta.

I due manufatti di galleria saranno separati da un giunto water-stop.

Per quanto riguarda le opere provvisionali a sostegno dello scavo e la stabilità dei fronti si precisa che, sulla base delle verifiche condotte, ed in considerazione del fatto che il preconsolidamento con jet grouting ha principalmente la funzione di prevenire la decompressione dei fronti di scavo in modo da garantirne l'autosostegno, non si ritiene necessario prevedere l'aggiunta di ulteriori rinforzi della struttura; i tratti in rilevato infatti, esistenti da molti anni, hanno un elevato grado di sovraconsolidazione e caratteristiche geomeccaniche tali da garantirne (per scavi limitatamente estesi) la temporanea stabilità anche con fronti sub verticali.

Di seguito si riporta una planimetria di inquadramento e lo sviluppo planimetrico della intera opera in oggetto:

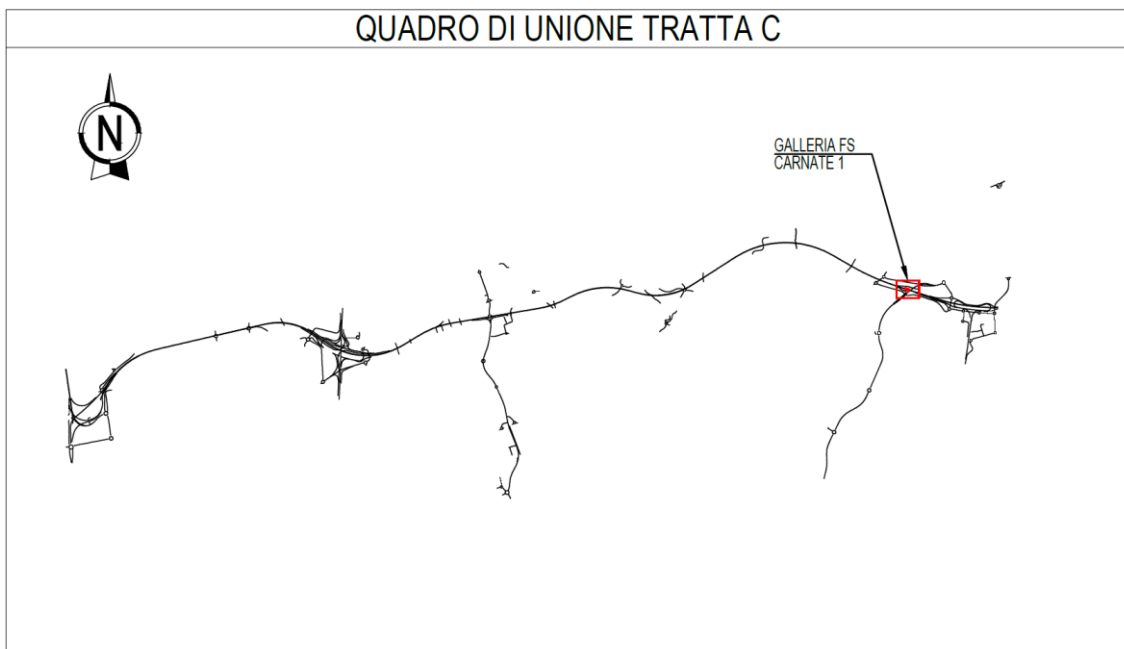


Figura 1-1 Planimetria di inquadramento

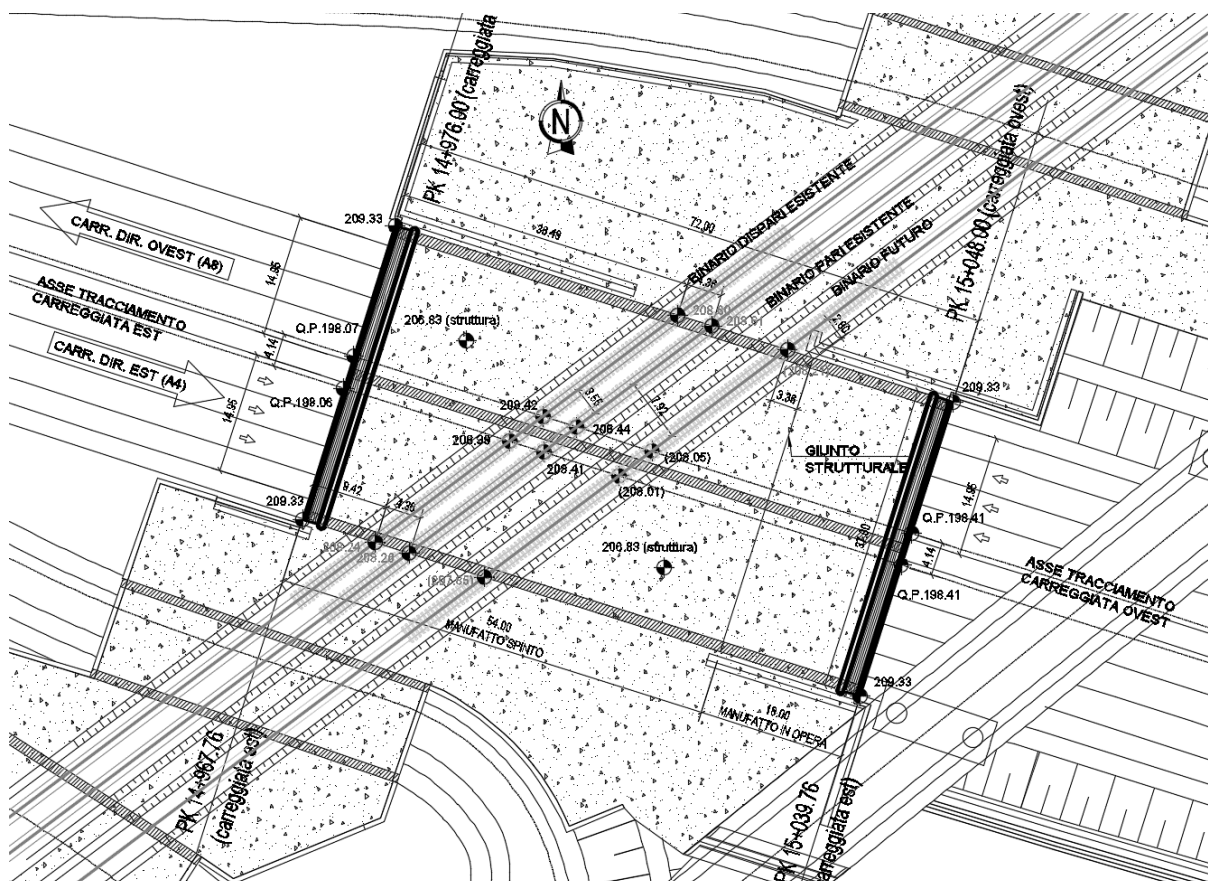


Figura 1-2 Planimetria generale opera

Il tratto dalla progr. 14+968 alla progr. 15+022 sarà una struttura scatolare in c.a. gettata in opera a due canne realizzata in scavo e successivamente spinta in posizione sotto al terrapieno ferroviario mediante martinetti idraulici. Si prevede una impermeabilizzazione costituita da una guaina in PVC protetta da uno strato in TNT (Tessuto Non Tessuto) e da una corteccia di calcestruzzo di spessore medio di 30cm.

In planimetria generale è mostrato anche il tratto dalla progr. 15+022 alla progr. 15+040 che non sarà oggetto della presente relazione di calcolo.

In generale, l'opera avrà soletta di copertura di spessore 160cm e piedritti di spessore 130cm per i n.2 elementi esterni e spessore di 120cm per quello centrale che separa le n.2 canne. La soletta di base avrà invece uno spessore di 150cm non realizzata in continuità con i piedritti. Il ricoprimento massimo – localizzato nella zona di attraversamento binari – è di 1.90m di cui 1.0m di massicciata ferroviaria:

Il progetto prevede che la linea ferroviaria passi sopra il manufatto scatolare con un angolo di inclinazione (in piano) di circa 55° rispetto all'asse longitudinale della galleria; tuttavia, si precisa che, a favore di sicurezza, il calcolo verrà effettuato considerando i binari in retto rispetto all'asse del manufatto.

In merito alla sicurezza e alle prestazioni attese delle opere in progetto, si evidenzia che:

- Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale e ferroviario, con applicazione della Normativa sui ponti ferroviari D. M. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni. L'opera ricade in zona sismica, pertanto saranno applicate le azioni di rito previste dalla norma così come riportato nei capitoli successivi;

- in accordo con il § 2.4 del DM 2008, l'opera è progettata assumendo una vita nominale (VN) di 100 anni e una classe d'uso IV, con coefficiente d'uso CU pari a 2, in quanto un danneggiamento strutturale delle suddette opere pregiudicherebbe la funzionalità ed il mantenimento di una via di comunicazione classificata come di "importanza strategica". Ne consegue quindi che, per le strutture definitive, il periodo di riferimento per l'azione sismica è considerato pari a $VR = VN \times CU = 200$ anni;
- per tutte le strutture è prevista una classe di resistenza al fuoco R120. In accordo con il §3.6.1 del DM 2008, si ritiene adeguato un Livello III, tale da garantire il "Mantenimento dei requisiti di resistenza a fuoco delle strutture per un periodo congruo per la gestione dell'emergenza".
- le strutture definitive della galleria risultano a contatto diretto o indiretto con terreni non aggressivi con eventuale presenza di acqua; pertanto, si considerano condizioni ambientali ordinarie e si assume una classe di esposizione ambientale per il calcestruzzo delle strutture interrato pari a XC2 oppure a XC2/XC3.

2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE

La galleria artificiale Carnate 1 è caratterizzata da una struttura a scatolare bicellulare che presenta la seguente geometria:

- Luce netta della prima campata: 17.05m
- Luce netta della prima campata: 17.05m
- Altezza netta della struttura: 8.40m
- Altezza fuori tutto: 11.50m
- Sviluppo trasversale fuori tutto: 37.90m
- Sviluppo longitudinale fuori tutto: 54.00m

La struttura è composta dai seguenti elementi, previsti in calcestruzzo armato gettato in opera:

- Soletta inferiore sp.: 150cm
- Piedritti esterni sp.: 130cm
- Piedritto centrale sp.: 120cm
- Soletta superiore sp.: 160cm

Ad estradosso soletta è presente anche uno strato protettivo in cemento armato di spessore medio di 30cm.

Per quanto riguarda il ricoprimento in copertura sono state individuate n.2 zone significative che differiscono dalla presenza o meno del ballast e dell'armamento nonché di una differente altezza del riempimento. Se ne riporta una schematizzazione:

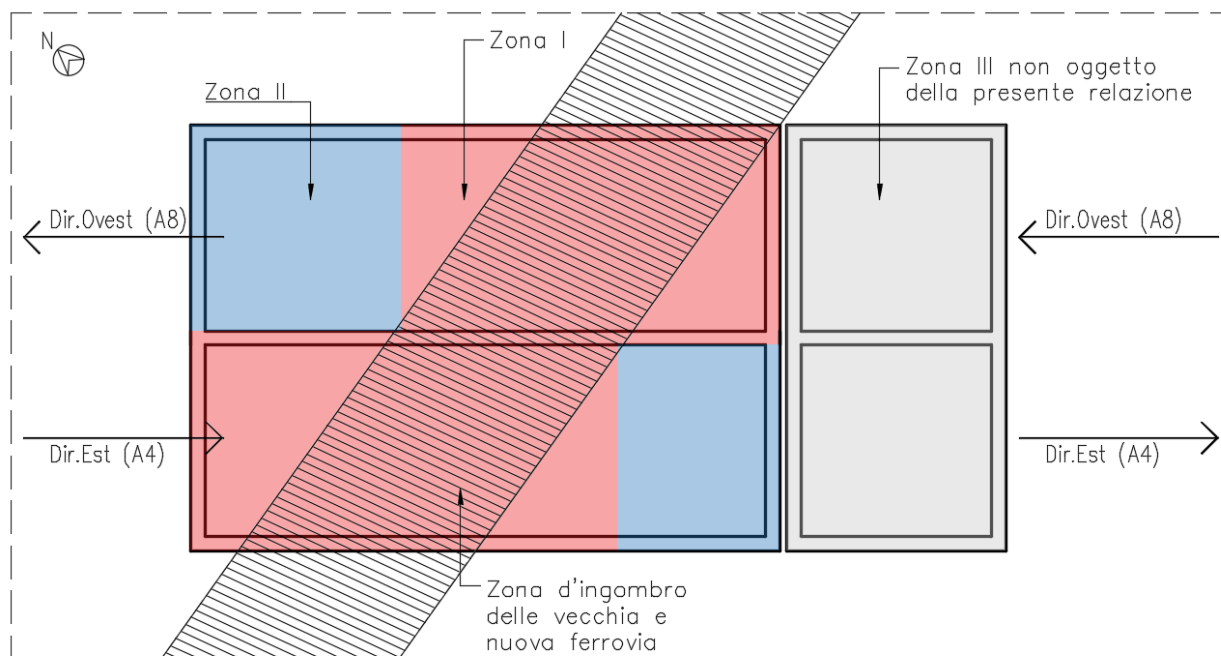


Figura 2-1 – Schematizzazione in zone

Dove:

- **Zona I:** è la zona che risente della presenza della linea ferroviaria; i carichi verticali che gravano sulla soletta derivano – oltre che dal peso proprio – dal ricoprimento, dal ballast, dall'armamento e dall'accidentale dovuto al treno. I carichi orizzontali che gravano sui piedritti derivano dal sovraccarico dei suddetti carichi verticali e dalla spinta a riposo (o sismica) del terreno.
- **Zona II:** differisce dalla Zona I poiché non direttamente interessata della presenza della linea ferroviaria; i carichi verticali che gravano sulla soletta derivano – oltre che dal peso proprio – dal ricoprimento e dall'accidentale dovuto alla presenza di mezzi meccanici. I carichi orizzontali che gravano sui piedritti derivano dal sovraccarico dei suddetti carichi verticali e dalla spinta a riposo (o sismica) del terreno.
- **Zona III:** è la porzione dello scatolare che risulta separata fisicamente da un giunto dal manufatto principale e non è oggetto della presente relazione di calcolo.

Si riporta una schematizzazione delle sezioni caratteristiche:

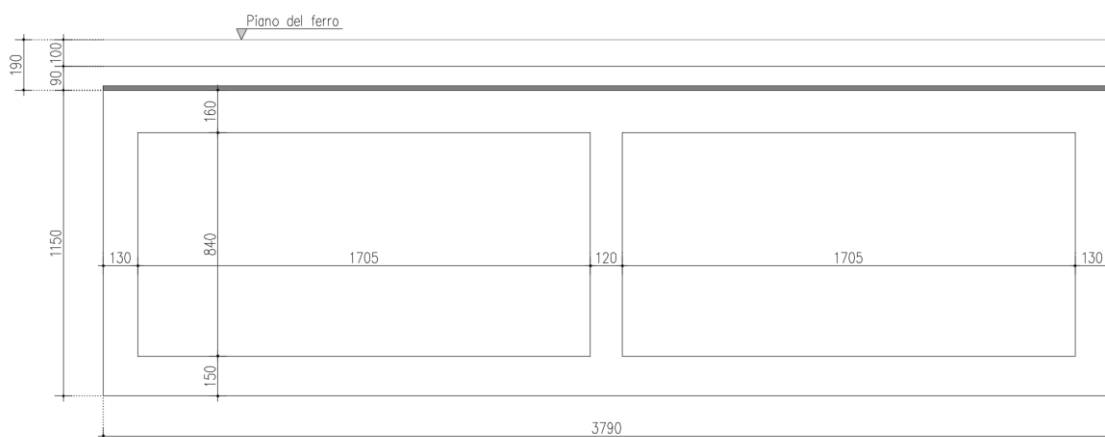


Figura 2-2 – Sezione alla progressiva 15+000 – Zona I

Si hanno quindi i seguenti spessori relativi all'estradosso della soletta superiore:

- Ricoprimento sp.: 90cm
- ballast e armamento sp.: 100cm

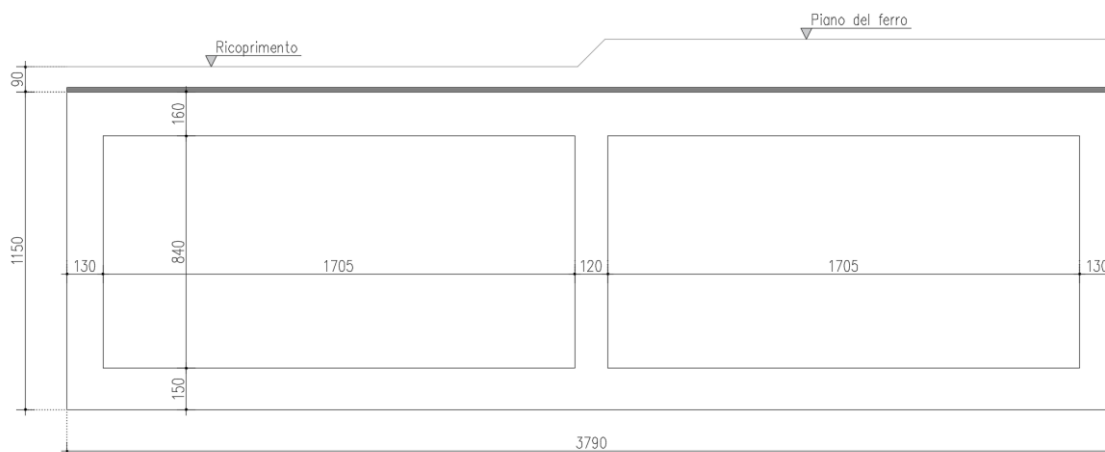


Figura 2-3 – Sezione alla progressiva 14+985 – Zona II

Si hanno quindi i seguenti spessori relativi all'estradosso della soletta superiore:

- Ricoprimento sp.: 90cm
- ballast e armamento sp.: 130cm

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le verifiche statiche e la redazione della presente relazione sono state eseguite nel rispetto delle seguenti Normative:

- **MANUALE ITALFER rev. 30 dicembre 2016** – Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 Ponti e strutture – Codifica: RFI DTC SI PS MA IFS 001 A
- **D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008**– Norme tecniche per le costruzioni;
- **C.M. 02.02.2009** – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- **UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1)** – Agosto 2004: “Azioni in generale: Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- **UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1)** – Agosto 2004: “Azioni in generale – Parte 1-1: Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- **UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1)** – Marzo 2005: “Azioni sulle strutture – Parte 2: Carico da traffico sui ponti”;
- **UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2)** – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- **UNI EN 1992-1-2 (Eurocodice 2)** – Aprile 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio”;
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2)** – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- **UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3)** – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- **UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7)** – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- **UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8)** – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- **UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8)** – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- **UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8)** – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- **Linee guida sul calcestruzzo strutturale** – Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- **UNI EN 197-1 giugno 2001** – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- **UNI EN 11104: 2016** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- **UNI EN 206-1 ottobre 2016** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

4. SOFTWARE DI ANALISI E DI VERIFICA

- Modello strutturale di riferimento:
SAP 2000, versione 24.2.0, sviluppato da Computers and Structures Inc.
- Verifiche strutturali di elementi in c.a.:
ENG8, versione 8.31, sviluppato da SigmaC
- VCaSLU, sviluppato dal Prof. Gelfi
- Verifiche al fuoco: RAF, versione 10, sviluppato da Aztec
- Fogli di Calcolo Excel di comprovata affidabilità sviluppati dai sottoscritti.

5. MATERIALI STRUTTURALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei seguenti materiali:

5.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER GETTI DI PULIZIA

Conglomerato cementizio usato per il magrone di sottofondazione:

- Classe di resistenza: **C12/15**

5.2. CONGLOMERATO CEMENTIZIO PER SOLETTA INFERIORE, SOLETTA SUPERIORE, PIEDRITTI E ROSTRO

- Classe di resistenza: **C30/37**
- Classe di esposizione: XC2 Soletta inferiore
XC2, XC3 Piedritti
XC3 Soletta superiore
- Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 37.00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione cilindrica: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33'019 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media: $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione caratteristica: $f_{ctk} = 0.70 * f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza - Slump: = S5
- Contenuto min cemento: = 340 kg/mc
- Max dimensione aggregato: = 32 mm

Si riportano i valori di progetto:

STATO LIMITE ULTIMO

- Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_c = 1.50$
- Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$
- Resistenza a compressione di calcolo: $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

- Tensione max di compressione – Comb. rara: $\sigma_c < 0.60 * f_{ck} = 18.43 \text{ N/mm}^2$
- Tensione max di compressione – Comb. q. perm.: $\sigma_c < 0.45 * f_{ck} = 13.82 \text{ N/mm}^2$

5.3. ACCIAIO PER C.A.

Acciaio in barre a aderenza migliorata - tipo **B450C**:

- Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%): $f_{tk} = 540.00 \text{ N/mm}^2$

- Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%): f_{yk} = 450.00 N/mm²
- Modulo elastico: E_c = 200'000 N/mm²

Si riportano i valori di progetto:

STATO LIMITE ULTIMO

- Coefficiente parziale di sicurezza: γ_s = 1.15
- Resistenza a trazione di calcolo: f_{yd} f_{yk}/γ_s = 391.30 N/mm²

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

- Tensione massima di trazione: σ_s < 0.80 * f_{yk} = 360.00 N/mm²

5.4. REQUISITI DI DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO

Per la definizione delle caratteristiche degli elementi in calcestruzzo armato tali da garantire la desiderata durabilità della struttura a fronte delle condizioni di esposizione ambientale, si fa riferimento alle seguenti normative:

- UNI EN 1992-1-1: 2015 – Progettazione delle strutture cementizie;
- UNI EN 206: 2016 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- UNI 11104: 2016 Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206.

A seconda dell'esposizione dell'elemento considerato, si considerano le seguenti classi di esposizione a cui corrispondono le classi di resistenza minima e il valore di copriferro minimo che verrà illustrato in seguito:

Galleria GA16 (Carnate 1)	Descrizione delle caratteristiche ambientali	Classe di esposizione (UNI EN 1991-1-1, tab 4.1)
Soletta superiore	Moderata o alta umidità dell'aria. Calcestruzzo in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità dell'aria da moderata ad alta.	XC3
Piedritti	Umidità moderata Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia	XC2/XC3
Soletta inferiore	Prevalentemente acquoso, o saturo d'acqua, raramente secco. Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo.	XC2

Secondo il par. 4.4.1 dell'Eurocodice 2, il copriferro nominale viene determinato come:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

- Il valore raccomandato per Δc_{dev} corrisponde a 10 mm
- Il valore di c_{min} viene determinato come il massimo tra $c_{min,b}$ e $c_{min,dur}$ definiti come:
 - il valore di $c_{min,b}$ viene assunto pari al diametro massimo della barra;
 - il valore di $c_{min,dur}$ si considera a partire dalla classe strutturale dell'opera e dalle classi di esposizione; alla luce della vita nominale dell'opera, assunta pari a 50 anni, si considera una classe strutturale di partenza S4.

Nel calcolo del copriferro per ciascun elemento strutturale occorrerà aggiornare la classe strutturale in base alla resistenza e alla tipologia di elemento strutturale, in accordo con il seguente prospetto.

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ¹⁾²⁾	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Figura 5-1 Prospetto 4.3N - determinazione della classe strutturale

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Figura 5-2 Prospetto 4.4N - Eurocodice 2. Determinazione di $c_{min,dur}$

Si esplicitano i calcoli del copriferro a seconda delle classi di esposizione, del tipo di elemento strutturale e del diametro massimo delle armature effettivamente utilizzate ($c_{min,b}$) nel progetto; si precisa che tali copriferri sono netti dal filo esterno dell'armatura longitudinale di ogni elemento.

Tabella 1 copriferri minimi per durabilità: $C_{tot,ad}$ si intende copriferro adottato

Elemento	Cl	Classe strutturale	$C_{min,dur}$	$C_{min,b}$	C_{min}	$\Delta_{c,dev}$	$C_{tot,ad}$
Soletta inferiore	C30/37	S6	35	30	35	10	45
Piedritti	C30/37	S6	35	30	35	15	50
Soletta superiore	C30/37	S6	35	30	35	10	45

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Con riferimento alla specifica relazione geotecnica, i parametri assunti per il calcolo vengono attinti dalla scheda geotecnica e riportati di seguito:

Strato 1 – Sabbia limosa [0.00 – 8.00] m da p.c.:

- Angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$
- Coesione drenata $c' = 5 \text{ kN/m}^2$
- Coesione non drenata $c_u = 0 \text{ kN/m}^2$
- Peso specifico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico – immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito terra-muro $\delta = 0^\circ$

Strato 2 – Ghiaia e sabbie in matrice limosa [8.00 – 24.00] m da p.c.:

- Angolo di attrito $\varphi' = 40^\circ$
- Coesione drenata $c' = 0 \text{ kN/m}^2$
- Coesione non drenata $c_u = 0 \text{ kN/m}^2$
- Peso specifico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico – immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito terra-muro $\delta = 0^\circ$

Strato 3 – Conglomerato [24.00 – 36.00] m da p.c.:

- Angolo di attrito $\varphi' = 42^\circ$
- Coesione drenata $c' = 0 \text{ kN/m}^2$
- Coesione non drenata $c_u = 0 \text{ kN/m}^2$
- Peso specifico $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Peso specifico – immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito terra-muro $\delta = 0^\circ$

Per il terreno di riporto si considerano i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- Peso di unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito $\varphi' = 35^\circ$
- coesione $c' = 0 \text{ kPa}$
- Modulo di Young operativo $E_{op} = 30 \text{ MPa}$

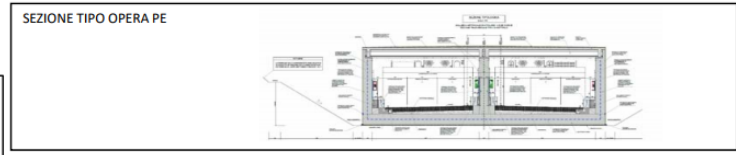
La falda non è stata rilevata.

Si riportano, a seguire, le elaborazioni ottenute dalle prove geotecniche, mentre per la scelta dei parametri geotecnici di riferimento si rimanda alla “Relazione geotecnica” di progetto.

WBS	CC A03 GA16	
Opera	Galleria Milano-Carnate 1	
Tratta	C	
Comune	Arcore	
Progressiva	14+968,00 + 15+040,00	
Indagini a disposizione	PD	SC 91-SC 92
	PE	ESC S70-ESC S71
Suscettibilità geologica	MEDIA	
Gruppo	1	

QUOTA INDICATIVA PIANO CAMPAGNA	[m s.l.m.]	208,0
QUOTA INDICATIVA ASSE STRADALE	[m s.l.m.]	198,2
FALDA	[m s.l.m.]	N.R.

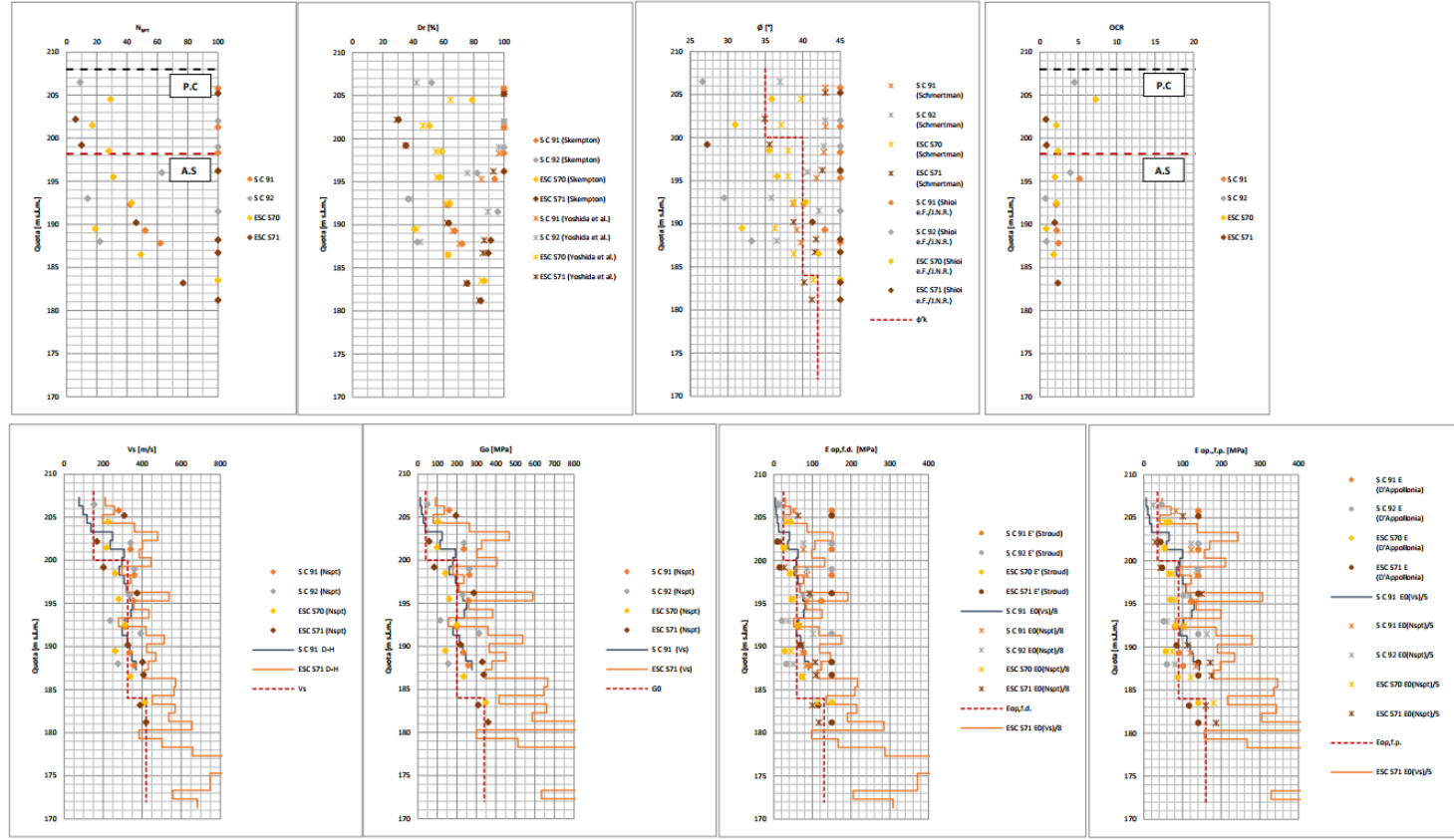
LEGENDA
 γ/γ' = peso di volume del terreno / peso di volume immerso del terreno
 ν = coefficiente di Poisson
 ϕ_k = valore caratteristico angolo di resistenza al taglio efficace
 c_k' = valore caratteristico coesione in condizioni drenate efficaci
 $c_{u,k}$ = valore caratteristico coesione in condizioni non drenate
 v_s = velocità di propagazione delle onde di taglio
 G_0 = modulo di taglio alle piccole deformazioni
 $E_{op,f,d}$ = modulo elastico di Young operativo (opere di fondazione dirette)
 $E_{op,f,p}$ = modulo elastico di Young operativo (opere di fondazione profonde)
 $M_{op,f,d}$ = modulo edometrico operativo per fondazioni dirette
 $M_{op,f,p}$ = modulo edometrico operativo per fondazioni profonde-opere di sostegno
 OCR = grado di sovraconsolidazione
 ko = coefficiente di spinta a riposo



NOTE
 Ai fini delle tecnologie esecutive per la realizzazione delle eventuali opere di sostegno profonde (diaframmi in c.a.) dovrà essere attentamente considerata la presenza di conglomerato da mediamente a molto cementato a partire da 24.0m da p.c., caratterizzato da ROD compreso fra 40 + 90% e da valori di Vs elevati. Nello specifico si vedano le schede dei sondaggi ESC S70 e ESC S71 allegate.

MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO																			
Unità	Tipologia Terreno	da [m s.l.m.]	a [m s.l.m.]	da [m da p.c.]	a [m da p.c.]	γ/γ' [kN/m ³]	ν [-]	ϕ_k [°]	c_k' [kPa]	$c_{u,k}$ [kPa]	v_s [m/s]	G_0 [MPa]	$E_{op,f,d}$ [MPa]	$E_{op,f,p}$ [MPa]	$M_{op,f,d}$ [MPa]	$M_{op,f,p}$ [MPa]	ko [-]		
Sabbia limosa	incoerente	208,0	200,0	0,0	8,0	20/10	0,25	35	5	-	150	40	25	35	-	-	0,54		
Ghiaie e sabbie in matrice limosa	incoerente	200,0	184,0	8,0	24,0	20/10	0,25	40	0	-	325	200	60	90	-	-	0,46		
Conglomerato	conglomerato	184,0	172,0	24,0	36,0	20/10	0,25	42	0	-	420	340	130	160	-	-	0,43		

PARAMETRI PER AZIONE SISMICA DA PD	
Cat.Terreno	C
PARAMETRI PER AZIONE SISMICA PE	
Cat.Terreno	B



7. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

7.1. REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE DI PROGETTO

In accordo con il §2.4 del DM 2008, l'opera viene progettata assumendo una vita nominale (VN) di 100 anni e una classe d'uso IV, con coefficiente d'uso CU pari a 2, in quanto un danneggiamento strutturale delle suddette opere pregiudicherebbe la funzionalità ed il mantenimento di una via di comunicazione classificata come "di importanza strategica". Ne consegue quindi che, per le strutture definitive, il periodo di riferimento per l'azione sismica è considerato pari a $VR = VN \times CU = 200$ anni.

7.2. DEFINIZIONE DEI VALORI DI ACCELERAZIONE SU SUOLO RIGIDO PER SLO, SLD, SLV, SLC

Indipendentemente dalla zona sismica in cui ricade il manufatto, i valori dell'accelerazione di progetto a_g/g , (calcolati per $T=0$) sono stimati in base alla vita nominale e alla classe d'uso dell'elemento, dai dati del reticolo di riferimento tabellati nell'allegato B alle NTC2008.

Per quanto riguarda la classificazione sismica, i terreni interessati dall'opera sono ascrivibili alla categoria di suolo **tipo B**, mentre in sede di PD era stata assegnata la categoria **tipo C**. *Si ritiene ragionevolmente prudentiale continuare a considerare nei calcoli la categoria C poiché, come verrà data evidenza nell'Annesso posto a fine documento, la differenza tra le sollecitazioni in condizioni sismiche determinate con la categoria C o con la B è alquanto contenuta, differendo per pochi punti percentuali. In secondo luogo le sollecitazioni in condizioni non sismiche (SLU) sono maggiori di quelle sismiche (SLV-C). Ma soprattutto ciò che risulta dimensionante ai fini della determinazione delle armature nelle opere sotto binario sono le verifiche a fessurazione.*

I valori dell'accelerazione di progetto a_g/g , (calcolati per $T=0$) sono stimati in base alla vita nominale e alla classe d'uso dell'elemento, dai dati del reticolo di riferimento tabellati nell'allegato B alle NTC 2008.

Tabella 2 – Parametri sismici indipendenti

	TRATTA C	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_{c^*} [s]
CARNATE 1	Operatività (SLO)	120	0.040	2.562	0.234
	Danno (SLD)	201	0.048	2.549	0.253
	Salvaguardia della vita (SLV)	1898	0.104	2.589	0.300
	Prevenzione del collasso (SLC)	2475	0.113	2.590	0.304

7.3. DETERMINAZIONE CATEGORIA DI SUOLO

Per quanto riguarda la classificazione sismica, i terreni interessati dall'opera sono ascrivibili alla categoria di suolo di **tipo B** ma per quanto esposto sopra, i calcoli saranno svolti assumendo la categoria di suolo di **tipo C**

8. VALUTAZIONE DEI CARICHI AGENTI

Si precisa che l'analisi dei carichi è volta ad individuare le condizioni di carico più gravose per il monolite a spinta e pertanto quelle relative alla Zona I; laddove l'analisi dei carichi differisca dalla Zona I (quindi sulla Zona II) ne verranno esplicitati i diversi valori.

8.1. PESO PROPRIO STRUTTURALE

- Calcestruzzo armato:	$\gamma_{c.a.}$	=	25 kN/m ³
- Ricoprimento:	$\gamma_{ric.}$	=	20 kN/m ³
- ballast + armamento:	$\gamma_{ballast}$	=	18 kN/m ³
- Fondazione stradale (ricoprimento):	$\gamma_{strada1}$	=	20 kN/m ³
- Pavimentazione stradale:	$\gamma_{strada2}$	=	20 kN/m ³

8.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI (G2)

I carichi permanenti portati sono derivati dalle densità dei materiali e possono essere dedotti dalle stratigrafie del livello di copertura e del livello di fondazione.

- *Livello copertura (Zona I):*
Totale: $G_{2k} = 38.80$ kN/m²

Strato	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G _{2k} [kN/m ²]
- ballast + armamento:	1.0	18	18.0
- Ricoprimento:	0.60	20	12.0
- Massetto protezione impermeabilizzazione:	0.30	25	7.5
- Impianti appesi:			2.0

- *Livello copertura (Zona II):*
Totale: $G_{2k} = 32.80$ kN/m²

Strato	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G _{2k} [kN/m ²]
- Ricoprimento:	1.20	20	24.0
- Massetto protezione impermeabilizzazione:	0.30	25	7.5
- Impianti appesi:			2.0

- *Livello fondazione:*
Totale: $G_{2k} = 26$ kN/m²

Strato	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G _{2k} [kN/m ²]
- Sovrastruttura stradale:	1.30	20	26.0

8.3. CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO FERROVIARIO (Q)

8.3.1. Ripartizione locale dei carichi

Detta L_d la larghezza di diffusione del carico trasversale dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura, si assume che detta diffusione avvenga con rapporto di 4/1 lungo il ballast, di $\tan\phi$ lungo il ricoprimento e di 1/1 lungo le strutture in c.a.:

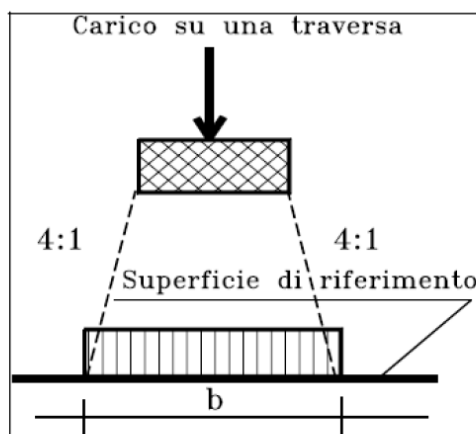


Fig. 5.2.4 Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast

Figura 8-1 Schema di distribuzione longitudinale dei carichi secondo NTC2008 Cap 5

La diffusione attraverso lo strato di ricoprimento avviene per mezzo di un angolo di attrito ϕ valutato cautelativamente pari a 30° e attraverso la soletta (fino a metà altezza) per mezzo di un angolo $\alpha_2 = 45^\circ$.

Larghezza di diffusione del carico ferroviario

$L_{\text{traversina}}$	=	2.6	[m]
h_{ballast} (al netto di binari e traversina)	=	0.6	[m]
α_1 (angolo di diffusione nel ballast)	=	$\arctan(1/4)$	[°]
$h_{\text{ricoprimento}}$	=	0.9	[m]
ϕ (angolo di diffusione nel ricoprimento)	=	30	[°]
$h/2_{\text{soletta,sup}}$	=	0.8	[m]
α_2 (angolo di diffusione nella soletta)	=	45	[°]

Da cui:

$$L_d = 2.60 + 2 * (1.0 - 0.40) / 4 + 2 * 0.9 * \tan\phi + 2 * 0.8 * 1 = 5.54\text{m}$$

Tale valore verrà ridotto in quanto, essendo presenti n.2 binari, c'è interferenza nei coni di diffusione dei carichi come mostrato nella seguente schematizzazione:

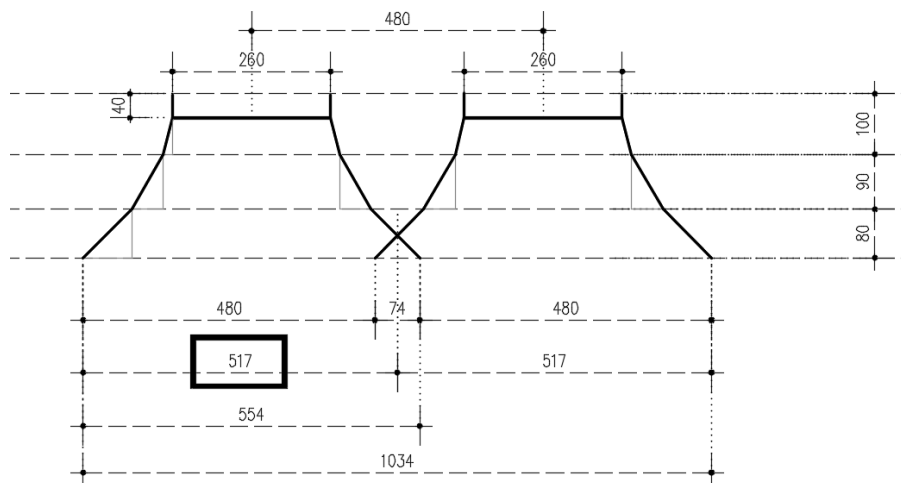


Figura 8-2 Diffusione del carico verticale ferroviario

Si considera dunque ragionevolmente una larghezza di diffusione effettiva pari a:

$$L_{d,eff} = 5.52m.$$

8.3.2. Effetti dinamici

Incremento dinamico Φ_3 per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \text{ con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

Si fa riferimento alla tabella Tab.5.2.II delle NTC2008 per la valutazione degli effetti dinamici dei carichi derivanti dal traffico ferroviario.

Tab. 5.2.II - Lunghezza caratteristica L_ϕ

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = k \cdot L_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali:	
	- a luce singola	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)
	- a luci multiple	da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera	
5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.	

- In base al punto 5.4, il coefficiente dinamico diventa:

$$\Phi_3 = 0.9 * \left[\frac{2.16}{L_\phi - 0.2} + 0.73 \right];$$

- Ricadendo nel caso di “luci multiple” (5.3) è possibile calcolare la luce media con la 5.2;
- Si riporta una schematizzazione per evidenziare le luci di calcolo:



Essendo:

L ₁	=	9.95	[m]
L ₂	=	18.30	[m]
L ₃	=	18.30	[m]
L ₄	=	9.95	[m]

Da cui:

$$L_m = \frac{1}{4} * (9.95 + 18.3 + 18.3 + 9.95) = 14.1\text{m};$$

$$L_\phi = 1.4 * 14.1 = 19.8\text{m}$$

- Si calcola così il coefficiente dinamico:

$$\Phi_3 = 0.9 * \left[\frac{2.16}{19.8 - 0.2} + 0.73 \right] = \mathbf{1.11}.$$

8.3.3. Carichi derivanti dal treno LM71 (Q)

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale. Si precisa che tale schema verrà utilizzato esclusivamente per le verifiche a fessurazione.

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60m su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.

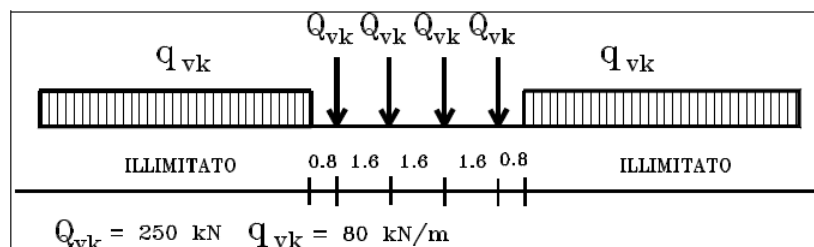


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM 71

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento “ α ”, variabile in ragione della tipologia dell’infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	CATEGORIA "A"	CATEGORIA "B"
LM71	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/0	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/2	1.0	0.83 ⁽¹⁾

(1) per velocità di progetto ≥ 200 km/h si dovrà assumere il valore di α = 1.0

Tab 1.4.1.1-1 Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello e della categoria del ponte

Per il sottopasso scatolare in oggetto, si considera la colonna relativa ai ponti di categoria "A".

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 250 \cdot 4 / 6.4 = 156.25 \text{ kN/m}$$

avremo quindi:

- in corrispondenza dei quattro assi da 250kN

$$q_1 = q_{\text{equi}} \cdot \alpha / L_{\text{d,eff}} \cdot \phi_3 = 156.25 \cdot 1.1 / 5.17 \cdot 1.11 = 37.1 \text{ kN/m}^2.$$

- in corrispondenza del carico q=80kN/m

$$q_2 = q \cdot \alpha / L_{\text{d,eff}} \cdot \phi_3 = 80 \cdot 1.1 / 5.17 \cdot 1.11 = 19.0 \text{ kN/m}^2.$$

I carichi assiali del treno LM71 saranno dislocati a cavallo dell'asse di mezz'ora della soletta superiore per cogliere il valore del massimo momento in campata; ubicandoli, invece, in adiacenza al piedritto di destra, si coglierà il valore del massimo taglio.

8.3.4. Carichi derivanti dal treno SW/2 (Q)

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura seguente.

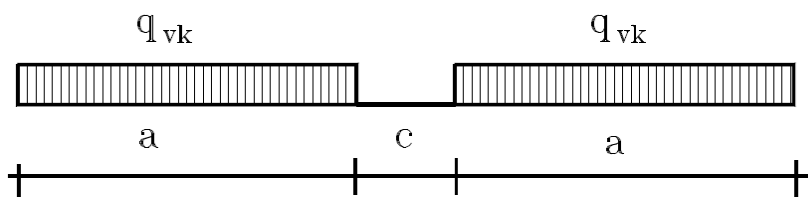


Figura 5.2.2 - Treno di carico SW

Per tale modello di carico, è stata considerata solo la tipologia SW/2.

Tabella 5.2.I - Caratteristiche Treno di Carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"	
	CATEGORIA "A"	CATEGORIA "B"
LM71	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/0	1.1	0.83 ⁽¹⁾
SW/2	1.0	0.83 ⁽¹⁾

(1) per velocità di progetto ≥ 200 km/h si dovrà assumere il valore di α = 1.0

Tab 1.4.1.1-1 Coefficiente di adattamento "α" in funzione del modello e della categoria del ponte

da cui:

$$q = q_{vk} / L_{d,eff} * \phi_3 = 150 / 5.17 * 1.11 = 32.34 \text{ kN/m}^2$$

8.3.5. Azioni di avviamento e frenatura (Q)

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L (unitaria) determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono questi:

$$Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} * L \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN} \quad \text{avviamento per modello di carico SW/2}$$

$$Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} * L \text{ [m]} \quad \text{frenatura per modello di carico SW/2}$$

Si considera il valore relativo alla frenatura per il modello di carico SW/2.

Le azioni orizzontali uniformemente distribuite sulla soletta superiore (impronta $L_{d,eff}$) risultano:

Treno SW/2 - frenatura

$$Q_1 = 35.0 / 5.17 = 6.8 \text{ kN/m}$$

8.4. SPINTE LATERALI DEL TERRENO A RIPOSO

I carichi laterali sono ipotizzati agenti orizzontalmente e dedotti a partire dal carico verticale in funzione del coefficiente di spinta laterale K_L , in relazione alla geometria del carico, le spinte agiscono simmetricamente sulla struttura.

Le spinte sui piedritti in fase statica verranno determinate applicando il coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 1 - \sin \varphi'$, essendo φ' l'angolo di resistenza al taglio del terreno agente sui piedritti.

Il reinterro a ridosso dello scatolare verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Per il reinterro si assumono prudenzialmente i seguenti parametri:

$$\gamma_{\text{reint}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 30^\circ$$

Per definire l'azione agente orizzontalmente sulla struttura sono stati distinti n.3 contributi derivanti dal solo carico del terreno, dal sovraccarico dovuto al ballast e dal sovraccarico accidentale dovuto al treno; se ne riporta una schematizzazione:

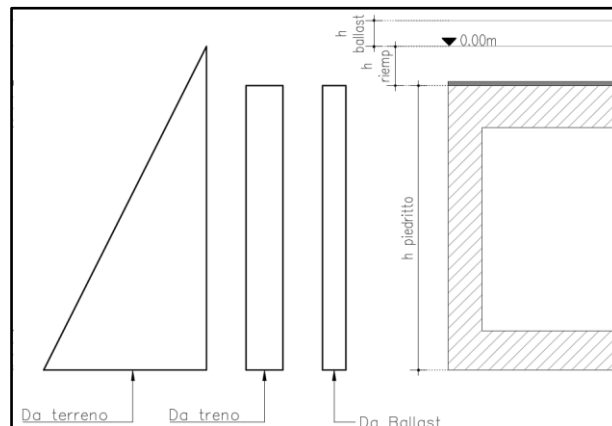


Figura 8-3 Schematizzazione carichi derivanti dalle spinte del terreno

8.4.1. Spinta del terreno in condizioni di riposo

Il calcolo della spinta del terreno sui piedritti viene effettuata in condizioni di spinta a riposo, per effetto dei carichi G_{2k} :

Spinta del terreno in condizioni di riposo per carichi G_{2k}

$\phi'_{\text{ritombamento}}$	=	30	[°]
γ_{terreno}	=	20.0	[kN/m ³]
k_0	=	0.5	[-]
h_1 ($h_{\text{ricoprimento}}$)	=	0.9	[m]
h_2 ($h_{\text{piedritto}} + h_{\text{ricoprimento}}$)	=	11.5+0.9	[m]
$p_{h,1}$ (-0.9m)	=	9.0	[kN/m]
$p_{h,2}$ (-12.4m)	=	124.0	[kN/m]

In cui:

$$P_{h,i} = \gamma_{\text{terreno}} * h_i * K_0$$

8.4.2. Spinta del terreno dovuta al sovraccarico del ballast

Alla spinta del terreno valutata in precedenza va aggiunto il contributo derivante dalla presenza del ballast a tergo dello scatolare:

Spinta del terreno in condizioni di riposo per carichi G_{2k}

γ_{ballast}	=	18.0	[kN/m ³]
K_0	=	0.5	[-]
h_{ballast}	=	1.0	[m]
p_h (costante)	=	9.0	[kN/m]

In cui:

$$P_h = \gamma_{\text{ballast}} * h_{\text{ballast}} * K_0$$

8.4.3. Spinta del terreno dovuta al carico variabile

Si considera una spinta laterale dovuta alla presenza di un sovraccarico accidentale derivante dalla presenza del treno SW/2 e si ottiene:

Spinta del terreno in condizioni di riposo per carichi Q_k

$q_{\text{SW/2}}$	=	29.0	[kN/m]
K_0	=	0.5	[-]
p_h (costante)	=	14.5	[kN/m]

In cui:

$$P_h = q_{\text{SW/2}} * K_0$$

8.4.4. Spinta del terreno dovuta alle strutture in adiacenza

Non essendo disponibili più precisi elementi di valutazione, il piano di posa delle fondazioni dei fabbricati è assunto alla profondità di m 1.5 rispetto al piano strada, e i carichi trasmessi al terreno sono assunti pari a 400 kN/m e 600 kN/m rispettivamente per il telaio di facciata e il telaio di spina. La componente orizzontale della spinta dei fabbricati sulle pareti dei manufatti è valutata, secondo la teoria di Krey, sulla base delle seguenti ipotesi (si veda la figura seguente):

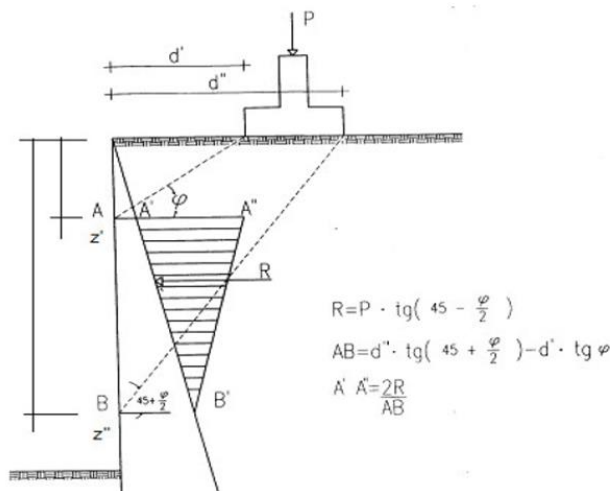


Figura 8-4 Criteri di valutazione della spinta di fabbricati in foglio

- ipotizzando la fondazione del fabbricato di tipo nastriforme (cioè riconducendo il problema da tridimensionale a piano), la risultante delle pressioni orizzontali agenti sulla parete del manufatto equivale al carico lineare della fondazione ridotto del coefficiente $\text{tg}(45 - \varnothing/2)$;
- il diagramma delle pressioni interessa una fascia della parete del manufatto che è definita dall'intersezione del piano cui appartiene la parete stessa con i due piani passanti per gli spigoli della fondazione e inclinati rispetto all'orizzontale di un angolo pari a $(45 + \varnothing/2)$ e \varnothing rispettivamente;
- il diagramma delle pressioni ha forma triangolare con vertice in basso.

Nel caso in esame non sono presenti fabbricati in fregio alla galleria.

8.5. CARICO DA NEVE

Nei casi in cui il carico da neve sia rilevante rispetto agli altri carichi variabili, questo viene calcolato in base a quanto previsto dalle NTC2008 al capitolo 3.4.

Il carico variabile da neve risulta trascurabile rispetto al variabile da traffico.

8.6. AZIONI SISMICHE (E)

Di seguito si riporta il calcolo dei carichi di tipo inerziale in condizioni sismiche per lo stato limite di salvaguardia della vita, tenendo conto dei parametri sismici ricavati per il sito in esame:

8.6.1. Accelerazioni sismiche

Per le **verifiche SLV** si prevede di utilizzare un valore dell'accelerazione pari a: $a_{g,SLV} = 0.104g$ (su suolo rigido di riferimento)

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S_s * S_t * a_g$$

Si ha dunque:

- Categoria del sottosuolo: = C
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: S_s = 1.50
- Coefficiente di amplificazione topografica: S_T = 1.00

Da cui:

$$a_{max} = 0.156 g$$

In condizioni "pseudostatiche" l'azione sismica può essere rappresentata con una forza statica equivalente pari al prodotto della forza di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m * a_{max} / g = 0.156$$

$$k_v = \pm 0,5 * k_h = 0.078$$

dove, assumendo che la struttura in esame non ammetta spostamenti relativi rispetto al terreno, la norma (§7.11.6 – NTC08) prevede di considerare un valore unitario per il coefficiente β_m .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

dove nel caso specifico si assumerà per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari $\psi_{2j} = 0.2$.

Gli effetti dell'azione sismica E, calcolati separatamente per ciascuna delle due componenti, sono combinati applicando l'espressione:

$$E = \pm 1.00 E_x \pm 0.30 E_z$$

oppure

$$E = \pm 0.30 E_x \pm 1.00 E_z$$

8.6.2. Spinta sismica delle terre

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma su strutture rigide, si fa riferimento all'EC8 in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutata secondo la teoria di Wood e vale:

$$\Delta P_{\text{Wood}} = S * a_g / g * \gamma_{\text{Terreno}} * H_{\text{tot}}^2$$

La risultante sarà applicata ad un'altezza pari ad $H_{\text{tot}}/2$ e sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera in cui H_{tot} è l'altezza a filo esterno del piedritto.

La spinta a mq sui piedritti è $\Delta P_{\text{Wood}} = a_{\text{max}} / g * \gamma * H_{\text{tot}} = 0.156 * 20 * 11.5 = \mathbf{35.90 \text{ kN/m}^2}$.

8.7. RITIRO DELLA SOLETTA SUPERIORE (G)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\varphi(t, t_0)$, come definiti nell'EUROCODICE 2 – UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D.M. 14-01-2008. Per il calcolo si fa riferimento a quanto riportato nell'appendice n°1 dell'Istruzione RFI n.44G.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro: $\Delta T_{\text{ritiro}} = -11.5^\circ\text{C}$.

Nel calcolo della soletta di impalcato, le azioni da ritiro del calcestruzzo devono essere valutate sommando i due contributi di deformazione per ritiro autogeno (ε_{ca}) e per essiccamento (ε_{cd}):

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = -0.000368$$

in cui

$$\varepsilon_{cd} = k_h * \varepsilon_{c0} = -0.70 * 0.00045 = -0.000316$$

valore medio a tempo infinito della deformazione per essiccamento

$$\varepsilon_{ca} = -2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = -2.5 * (30.71-10) * 10^{-6} = -0.0000518$$

valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno (f_{ck} in N/mm^2)

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

$$f_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$$

$$u_r = 55 \%$$

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:

$$h_0 = 2 * \frac{A_c}{u} h_0 = 2 * \frac{A_c}{u} = 2 * 1 * 1.60 / (1+1) = 1.60\text{m} = 1600\text{mm}$$

con

A_c sezione di cls

u perimetro della sezione di cls esposto all'aria

Il valore di k_h si ottiene da NTC 2008, tabella 11.2.Vb, il valore di ε_{c0} si ottiene da NTC 2008, tabella 11.2.Va, ricavando per interpolazione i valori non tabellati.

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. 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 2008, tabella 11.2.VII.

Tabella 11.2.VII - Valori di $\phi(\infty, t_0)$ Atmosfera con umidità relativa di circa il 55%

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

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 $E_{c,\infty} = E_{cm} / \phi(\infty, t_0)$, 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 viene quindi applicata agli elementi del modello strutturale che rappresentano la soletta di copertura in termini di variazione termica negativa, assumendo come coefficiente di dilatazione termica del materiale:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

La variazione termica equivalente è pari a:

$$\Delta T_{eq} = \frac{\epsilon_{cs}}{\alpha} = -36.8^\circ\text{C} \Delta T_{eq} = \frac{\epsilon_{cs}}{\alpha}$$

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

$$\Delta T_{eq}^* = \frac{\Delta T_{eq}}{\phi(\infty, t_0)} = -37.2/3.2 = -11.5^\circ\text{C} \Delta T_{eq}^* = \frac{\Delta T_{eq}}{\phi(\infty, t_0)}$$

Il carico rientra nella categoria dei carichi permanenti strutturali.

8.8. AZIONI TERMICHE (Q)

Relativamente agli effetti dovuti alle variazioni termiche, è stata considerata una variazione termica uniforme di $\pm 15^{\circ}\text{C}$ sulla soletta superiore (fenomeno “lento”, pertanto agente con modulo di elasticità pari a $1/3 E_c$), ed un salto termico di 5°C (fenomeno “veloce”, analizzando i due casi di intradosso più caldo dell’estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta superiore.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume: $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$

Per comodità di input si è optato per mantenere un unico E_c “veloce” riducendo la variazione termica uniforme ad $1/3$.

Si avrà quindi:

- Variazione termica uniforme:

$$\Delta T = \pm 5^{\circ}\text{C}$$

- Gradiente termico:

$$\text{Grad}(T) = \pm 5^{\circ}\text{C/m.}$$

8.9. AZIONI ECCEZIONALI

8.9.1. Urti

Le azioni dovute all'urto veicolare, applicate alle strutture verticali della galleria artificiale, vengono calcolate in base a quanto previsto dalle NTC2008 al paragrafo 3.6.3.

Poiché la galleria artificiale è collocata su un tratto autostradale, la forza d'urto è pari a:

$$F_{d,y} = 0.50 * F_{d,x} = 0.50 * 1000 = 500 \text{ kN}$$

L'azione concentrata così calcolata va distribuita in un'area di altezza pari a 0.5 e larghezza pari al minimo tra 1.5m e lo spessore del piedritto (1.2m).

Considerando la presenza del profilo redirettivo si considera una lunghezza ed un'altezza di diffusione pari a:

$$B_L = 1.2 + 2 * 0.6 = 2.40\text{m}$$

$$B_H = 0.5 + 2 * 0.6 = 1.70\text{m}$$

Quindi la forza applicata ai piedritti è calcolata come segue:

$$f_{d,y} = 500 \text{ kN} / (2.4 * 1.7)\text{mq} / 1\text{m} = \mathbf{123 \text{ kN/m}}$$

8.9.2. Incendio

Per tutte le strutture è prevista una classe di resistenza al fuoco R120. In accordo con il §3.6.1 del DM 2008, si ritiene adeguato un Livello III, tale da garantire il "Mantenimento dei requisiti di resistenza a fuoco delle strutture per un periodo congruo per la gestione dell'emergenza".

9. COMBINAZIONI DI CARICO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato del D.M. 14.01.2008 (NTC 2008) con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Per le verifiche strutturali viene fatto riferimento al Capitolo 5 delle NTC2008, con coefficienti parziale delle azioni allo SLU e allo SLE riassunti nelle tabelle del capitolo 5.2 delle stesse NTC. Si riportano per completezza le tabelle sopracitate:

Tab. 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,0	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,0	0,0	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6;0,4)	-	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	0,8 (0,6;0,4)	Fessurazione

Figura 9-1 Gruppi per valutazione dei carichi da traffico

Tabella 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_p	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1}	coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
γ_{G2}	coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
γ_B	coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
γ_Q	coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
γ_{Qi}	coefficiente parziale delle azioni variabili.

Figura 9-2 Coefficienti parziali di sicurezza per combinazioni SLU

Di seguito si riporta un estratto del Manuale di Progettazione RFI, par. 2.5.1.8.3.1 recante alcune integrazioni in merito alle combinazioni su indicate:

Cedimenti o coazioni appositamente imposti devono essere trattati come la precompressione.
La colonna relativa alla combinazione sismica della tabella 5.2.V è di fatto sostituita dalla formula di combinazione sismica 2.5.5 del DM indicata al paragrafo 2.5.1.8.3.

Gli effetti prodotti da ritiro e viscosità, cedimenti e coazioni non imposti appositamente a livello progettuale devono essere trattati assumendo nel caso di contributo sfavorevole γ pari a 1,20 per la combinazione EQU, A1 STR, e γ pari a 1,00 per le combinazioni A2 GEO. Gli effetti favorevoli prodotti dalle cause di che trattasi devono essere trascurati in tutte le combinazioni previste in tabella, assumendo nel caso di contributo favorevole γ pari a 0.

Figura 9-3 Estratti dal Manuale di Progettazione RFI Parte II-Sezione 2, par. 2.5.1.8.3.1

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽²⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽²⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽²⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽²⁾	0,0
Azioni del vento	F_{wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

Figura 9-4 Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Tab. 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	(1)	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,00 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	(2) (3)	(2)	(2)
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

Figura 9-5 Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Il calcolo viene condotto con riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni:

- | | |
|-------------------------|--|
| 1. SLU Fondamentale | $\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{ki}$ |
| 2. SLE Rara | $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} * Q_{ki}$ |
| 3. SLE Frequente | $G_1 + G_2 + \psi_{11} * Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$ |
| 4. SLE Quasi Permanente | $G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$ |
| 5. SISMICA | $G_1 + G_2 + E + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$ |
| 6. ECCEZIONALE | $G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$ |

Per la combinazione sismica, gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} * Q_{ki}$

10. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Le analisi effettuate sono delle analisi di tipo non lineare per tener conto della risposta non lineare introdotta dai vincoli "compression-only".

Si tratta dell'unica non linearità introdotta nel modello strutturale.

Le verifiche di sicurezza sono effettuate utilizzando il metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare, si sono effettuate verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e agli stati limite di esercizio (SLE) nel rispetto dei principi e delle procedure previste dalla normativa tecnica di riferimento (NTC2008).

10.1. VERIFICHE STRUTTURALI ALLO SLU

Le verifiche sono state eseguite allo Stato Limite Ultimo per i vari elementi strutturali verificando che per ciascuna combinazione delle azioni, prese in esame, risulti la resistenza di calcolo (R_d) maggiore delle sollecitazioni di calcolo (E_d):

$$R_d \geq E_d$$

10.1.1. Resistenza a sforzo normale e flessione

Per la valutazione della resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali si adottano le seguenti ipotesi:

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

Si assumeranno come diagrammi tensione-deformazione i diagrammi parabola-rettangolo ed elastico perfettamente plastico rispettivamente per calcestruzzo e acciaio.

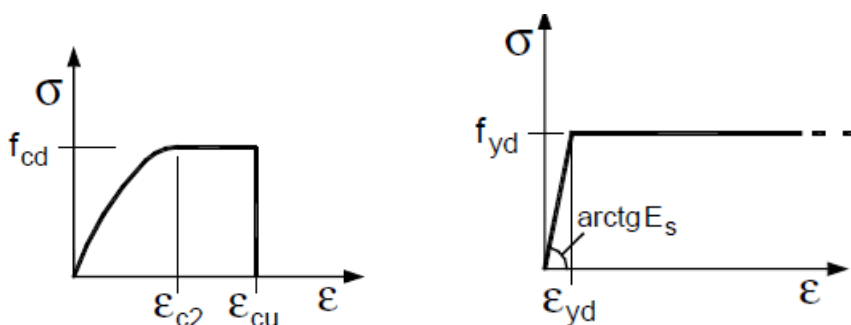


Figura 10-1 – Diagrammi σ - ϵ di calcolo per calcestruzzo e acciaio

Per la classe di calcestruzzo adoperata i valori di deformazione ϵ_{c2} ed ϵ_{cu} valgono rispettivamente 0.2% e 0.35%. Il valore di deformazione ultima per le barre di armatura è convenzionalmente pari a $\epsilon_{su} = 1\%$

Definite le ipotesi di base e i diagrammi tensione-deformazione dei materiali, è possibile illustrare l'analisi della sezione. Con riferimento alla sezione pressoinflessa in figura, la verifica di resistenza si conduce controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) > M_{Ed}$$

Dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

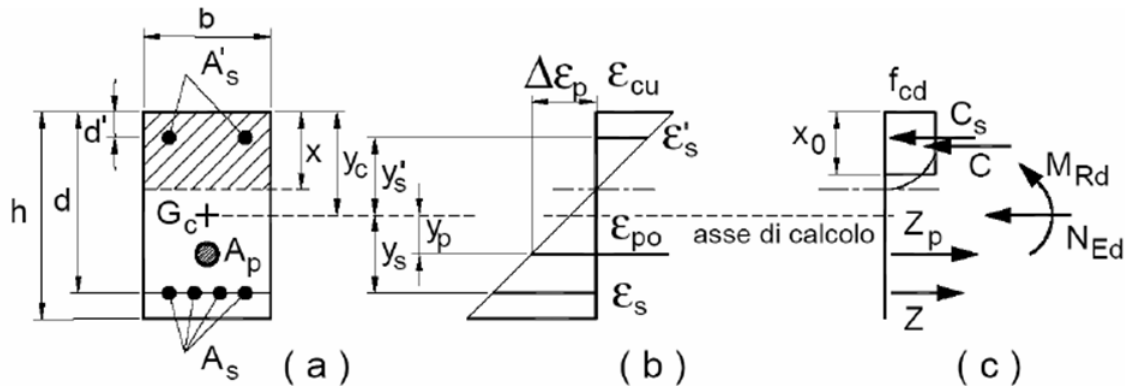


Figura 10-2 – Sezione pressoinflessa in c.a.

Nel documento saranno forniti, per la verifica a presso-flessione allo Stato Limite Ultimo, fattori di sicurezza con valori maggiori di 1 nel caso di verifica dall'esito positivo. Considerando una coppia di valori N_{Ed} , M_{Ed} , che costituisce un punto all'interno del dominio M-N di una sezione in c.a., per ogni coppia di sollecitazioni allo SLU e in combinazione sismica.

Le verifiche di presso-flessione vengono effettuate con l'ausilio del software CMP/VCaSLU.

10.1.2. Resistenza a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} degli elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

Il taglio di calcolo deve risultare inferiore od al limite uguale alla somma della resistenza della armatura d'anima e del contributo degli altri elementi del traliccio ideale. Comunque, la resistenza di calcolo dell'armatura d'anima deve risultare non inferiore alla metà del taglio di calcolo. L'armatura trasversale deve essere tale da verificare:

$$V_{Sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

in cui:

$$V_{cd} = 0.60 f_{ctd} * b_w * d * \delta$$

$$V_{wd} = A_{sw} * f_{ywd} * 0.90d / s * [\sin(\alpha) + \cos(\alpha)]$$

Ove:

α : inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

δ : coefficiente che tiene conto della presenza di azione assiale nell'elemento

s : passo dell'armatura trasversale resistente a taglio

A_{sw} : area dell'armatura trasversale resistente a taglio

10.2. VERIFICHE STRUTTURALI ALLO SLE

10.2.1. Verifiche tensionali

Per la verifica delle tensioni di esercizio si valutano la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

10.2.2. Verifiche di fessurazione

La verifica a fessurazione è stata condotta applicando il contenuto del D.M.14.01.2008 (par. 4.1.2.2.4) combinato con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

In particolare, viste le caratteristiche dei materiali e le varie classi di esposizione, si è in presenza di:

- Condizioni ambientali Ordinarie (par. 4.1.2.2.4.3),
- Armature poco sensibili (par. 4.1.2.2.4.4)

Si terrà altresì conto delle integrazioni e dei chiarimenti indicati nel Manuale RFI delle Opere Civili Parte II, Sez. II Ponti e Strutture, par. 2.5.1.8.3.2.4 di seguito riportato nelle sue parti essenziali.

2.5.1.8.3.2.4 Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in C.A., C.A.P. e miste acciaio calcestruzzo

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 14.1.2008 di seguito riportato *con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.*

.....

c) Stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

w1=0.20mm, w2=0.30mm, w3=0.40mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, *calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE*, dovrà risultare:

- a) $\delta_r \leq w1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, *per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;*
- b) $\delta_r \leq w2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Figura 10-3 – Estratto dal Manuale di Progettazione RFI, Parte II – Sezione 2, 2.5.1.8.3.2.4

Pertanto, vista la geometria del manufatto, le caratteristiche dei materiali e le varie classi di esposizione, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$ per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$ per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

10.2.3. Verifiche di deformazione e vibrazione

Per le verifiche di deformazione e vibrazione si fa riferimento al paragrafo §5.2.3.2.2 delle NTC nonché al paragrafo 2.5.1.8.3.2.2 delle Istruzioni FS dove verranno valutati l'inflessione verticale dell'impalcato, il massimo spostamento verticale e lo stato limite per il confort dei passeggeri.

10.3. VERIFICHE DI RESISTENZA AL FUOCO

Le strutture che costituiscono la galleria artificiale dovranno garantire Resistenza all'incendio per 120 minuti (R120).

In accordo con il § 3.6.1 del DM 2008, si ritiene adeguato un Livello III, tale da garantire il "Mantenimento dei requisiti di resistenza a fuoco delle strutture per un periodo congruo per la gestione dell'emergenza".

Per le verifiche in condizioni di incendio si farà principale riferimento alla normativa europea UNI EN 1992-1-2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Progettazione strutturale contro l'incendio".

La verifica di resistenza (R) sarà eseguita con il software RAF 10.0 per 3 curve d'incendio caratteristiche:

- Curva di incendio standard.
- Curva di incendio da idrocarburi.
- Curva di incendio da idrocarburi maggiorata.

Le azioni interne alle strutture saranno valutate utilizzando la procedura indicata nella UNI EN 1992-1-2 al paragrafo 2.4.2, con il coefficiente $\eta_{fi} = 1$. In tal modo sarà garantita la funzionalità delle strutture della galleria artificiale anche in condizioni di post incendio, mantenendo la servibilità stradale superficiale

RAF 10.0 esegue la verifica strutturale penalizzando, con la temperatura, le proprietà dei materiali calcestruzzo e acciaio, in accordo a quanto riportato nella normativa europea richiamata. La verifica strutturale in condizioni di incendio comprenderà un output grafico esplicativo con le temperature presenti all'interno della sezione (isoterme) e con il coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo.

Le verifiche di resistenza al fuoco sono state condotte sulle sezioni ritenute essere più rappresentative per gli elementi strutturali verificati nei precedenti paragrafi. Le verifiche sono state effettuate considerando una striscia di 1m di struttura in direzione longitudinale.

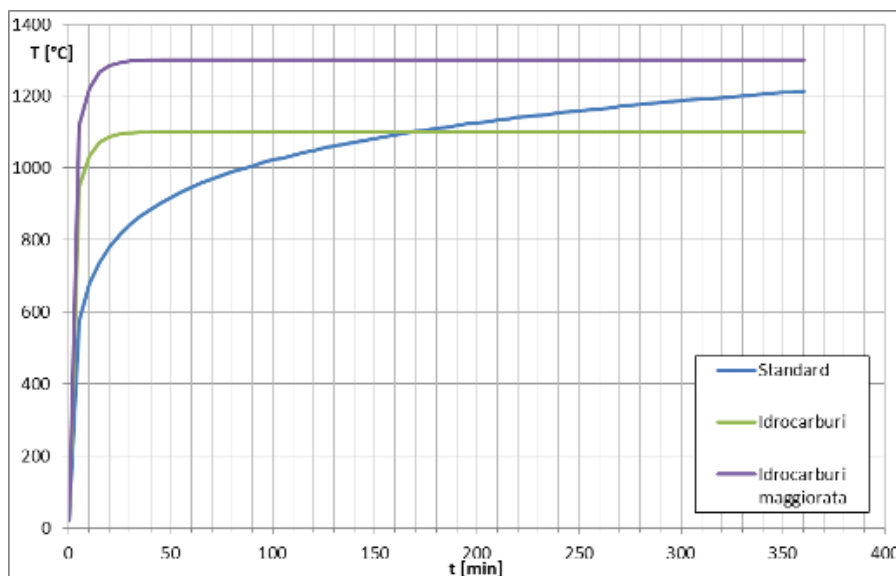


Figura 10-4 – Curve di incendio utilizzate

Nel programma RAF 10.0, la legenda degli output con riferimento alla distribuzione di temperatura è:

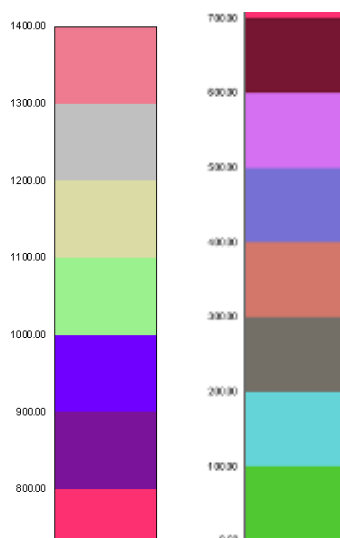


Figura 10-5 – Legenda della temperatura (°C)

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche di resistenza al fuoco degli elementi strutturali esposti ad un possibile incendio.

10.4. VERIFICHE GEOTECNICHE

10.4.1. Verifica della capacità portante

La verifica è soddisfatta se il carico di progetto agente N_d è non superiore alla resistenza di progetto R_d :

$$N_d \leq R_d = \frac{q_{ult} * B' * L'}{\gamma_R}$$

Con γ_R fattore parziale sulla resistenza come definito in Tab. 6.4.I e Tab. 7.11.II delle NTC2008 per le fondazioni superficiali (nel caso di verifica della soletta di fondazione) in condizioni statiche e sismiche e in Tab. 6.5.I e Tab. 7.11.III delle NTC2008 (per i muri di sostegno) in condizioni statiche e sismiche.

In condizione drenata la valutazione della capacità portante limite in sabbia e ghiaia viene effettuata con il metodo di Brinch Hansen (1970):

$$q_{ult} = c'N_c s_c i_c d_c b_c g_c + q'N_q s_q i_q d_q b_q g_q + 0.5B'\gamma'N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

Dove:

c'	coesione drenata del terreno	
φ'	angolo di resistenza al taglio del terreno	
$q' = \gamma'D$	pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione	
D	approfondimento della fondazione	
γ'	peso di volume efficace del terreno	
$B' = B - 2e_B$	dimensione minore della fondazione efficace equivalente	
$L' = L - 2e_L$	dimensione maggiore della fondazione efficace equivalente	
$e_B = M_B/N$	eccentricità in direzione B	
$e_L = M_L/N$	eccentricità in direzione L	
H_B, H_L	carichi orizzontali agenti in direzione B ed L	
M_B, M_L	momenti flettenti agenti attorno agli assi paralleli a B ed L	
N	carico verticale agente, comprensivo del peso efficace della fondazione, ovvero del peso alleggerito dall'eventuale sottospinta idraulica	
α	inclinazione del piano di posa della fondazione	
ω	inclinazione del piano campagna	
N_q, N_c, N_γ	fattori di capacità portante	$N_q = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right) * e^{\pi * \tan \varphi'}$ $N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$ $N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$
s_q, s_c, s_γ	fattori di forma	$s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B'}{L'} \tan \varphi'$ $s_q = s_\gamma$ $s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} \tan \varphi'$
i_q, i_c, i_γ	fattori di inclinazione del carico	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + B'L'/c' / \tan \varphi'}\right)^{m+1}$ $i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B'L'/c' / \tan \varphi'}\right)^m$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$
d_q, d_c, d_γ	fattori di approfondimento del piano d'appoggio	$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B'} & \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \arctan\left(\frac{D}{B'}\right) & \text{se } \frac{D}{B'} < 1 \end{cases}$ $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'}$ $d_\gamma = 1$
b_q, b_c, b_γ	fattori di inclinazione del piano di posa	$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$ $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$

$$\begin{aligned}
 g_q, g_c, g_\gamma & \text{ fattori di inclinazione del piano campagna} & b_\gamma &= b_q \\
 & & g_q &= (1 - \tan \omega)^2 \\
 & & g_c &= g_q - \frac{1-g_q}{N_c \tan \phi'} \\
 & & g_\gamma &= g_q
 \end{aligned}$$

La verifica va eseguita lungo le due direzioni B ed L; il carico limite è il minore tra i due calcolati.

In condizioni non drenate la valutazione della capacità portante limite in terreni coesivi viene effettuata con:

$$q_{ult} = c_u N_c s_c i_c d_c b_c g_c + q N_q$$

Dove:

c_u	coesione non drenata del terreno	
$q = \gamma D$	pressione verticale agente alla quota di imposta della fondazione	
N_c	fattore di capacità portante	$N_c = 2 + \pi$
s_c	fattore di forma	$s_c = 1 + 0.2 \frac{B'}{L'}$
i_c	fattore di inclinazione del carico	$i_c = \left(1 - m \frac{H}{B' L' c_u N_c}\right)$
		$m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$
d_c	fattore di approfondimento del piano d'appoggio	
		$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \frac{D}{B'} & \text{se } \frac{D}{B'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \arctan\left(\frac{D}{B'}\right) & \text{se } \frac{D}{B'} < 1 \end{cases}$
b_c	fattore di inclinazione del piano di posa	$b_q = 1 - \frac{2\alpha}{N_c}$
g_c	fattore di inclinazione del piano campagna	$g_c = 1 - \frac{2\omega}{N_c}$

La verifica va eseguita lungo le due direzioni B ed L; il carico limite è il minore tra i due calcolati.

10.4.2. Verifica di stabilità globale

La verifica di stabilità dei pendii e delle scarpate verrà effettuata utilizzando codici di calcolo tipo SLOPE-W facendo riferimento ai metodi dell'equilibrio limite (Janbu, Bishop, Spencer, Morgenstern & Price, ecc.), considerando forme di superfici di scivolamento compatibili con i cinematismi di rottura attesi.

Il metodo dell'equilibrio limite si basa sulle seguenti assunzioni:

- la massa di terreno è considerata perfettamente rigida;
- la rottura del versante avviene per scorrimento di una massa di terreno lungo una superficie;
- al momento della rottura, la resistenza del terreno viene completamente mobilizzata lungo l'intera superficie.

Il fattore di sicurezza si suppone costante lungo la superficie di scivolamento e si determina imponendo condizioni di equilibrio globale.

Il fattore parziale sulla resistenza in condizioni statiche è definito in Tab. 6.8.I delle NTC2008; viene invece posto pari a 1,2 per la verifica in condizioni sismiche.

Data la geometria delle opere in progetto, la verifica di stabilità globale viene omessa.

10.5. LIMITAZIONI DI ARMATURA

Per l'armatura minima longitudinale sia della soletta superiore che della soletta inferiore (di fondazione) si fa riferimento al limite imposto dall'Eurocodice 2 (EC2-1-1) al paragrafo §9.2.1.1 calcolato con la formula di seguito riportata:

9.2.1 Armatura longitudinale

9.2.1.1 Area di armatura minima e massima

(1) Si raccomanda che l'area minima di armatura longitudinale tesa non sia minore di $A_{s,min}$.

Nota 1 Vedere anche il punto 7.3 relativo all'area di armatura longitudinale tesa necessaria per il controllo della fessurazione.

Nota 2 Il valore di $A_{s,min}$ relativo alle travi da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato come segue:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_y} b_t d \quad \text{ma non minore di } 0,0013 b_t d \quad (9.1N)$$

Figura 10-6 EC2-1-1 quantitativi minimi di armatura

Per quanto riguarda le armature di ripartizione, avendo le solette un comportamento flessionale unidirezionale, si rispetta il limite riportato nell'EC2 1-1 per le piastre piene al paragrafo 9.3.1.1 (2):

“Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere una armatura trasversale secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale.”

Tale limitazione per l'armatura di ripartizione viene adottata per la soletta superiore che per la soletta inferiore (di fondazione).

11. MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE

L'analisi della struttura scatolare è stata condotta con il metodo degli elementi finiti (FEM) utilizzando il codice di calcolo SAP2000 versione 24.2.0, prodotto dalla società Computers and Structures, Inc Berkeley/USA.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- elemento tipo BEAM (trave);
- elementi elastici (Link) applicati come letto di molle distribuito agli elementi da vincolare.

Il programma applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare e non delle stesse.

Il programma utilizzato per le analisi strutturali, di ampia e consolidata diffusione nazionale, si ritiene di comprovata validità.

La sezione trasversale della galleria è stata modellata come modello di calcolo piano di profondità unitaria; data l'eterogeneità in pianta (in riferimento ai carichi verticali) sono stati realizzati n.3 modelli in funzione delle azioni verticali. Nel seguito verrà riportata una schematizzazione che mostra le n.3 zone differenti.

Tutti gli elementi della galleria artificiale sono modellati con elementi finiti tipo "beam", inseriti con le reali caratteristiche geometriche e inerziali. In corrispondenza dei nodi di intersezione le linee d'asse degli elementi sono unite con elementi rigidi di collegamento.

I vincoli introdotti sono:

- vincoli allo spostamento verticale elastici (letto di molle distribuite) assegnati alla soletta di fondazione.
- vincoli allo spostamento orizzontali elastici (letto di molle distribuite) assegnati ai piedritti esterni a schematizzare il comportamento del terreno laterale.
- vincolo fisso allo spostamento orizzontale assegnato alla base del piedritto centrale, in corrispondenza della soletta di fondazione.

Le dimensioni geometriche caratteristiche di ciascuno schema di calcolo si riferiscono agli assi strutturali dei vari elementi.

Al fine di modellare il nodo piedritto-soletta come infinitamente rigido sono stati utilizzati degli elementi "beam" ai quali sono state modificate le caratteristiche di rigidità; le sollecitazioni di verifica vengono prese all'attacco nodo/soletta e nodo/piedritto.

Si riporta un estratto del programma di calcolo che mostra una vista estrusa del modello 3D:

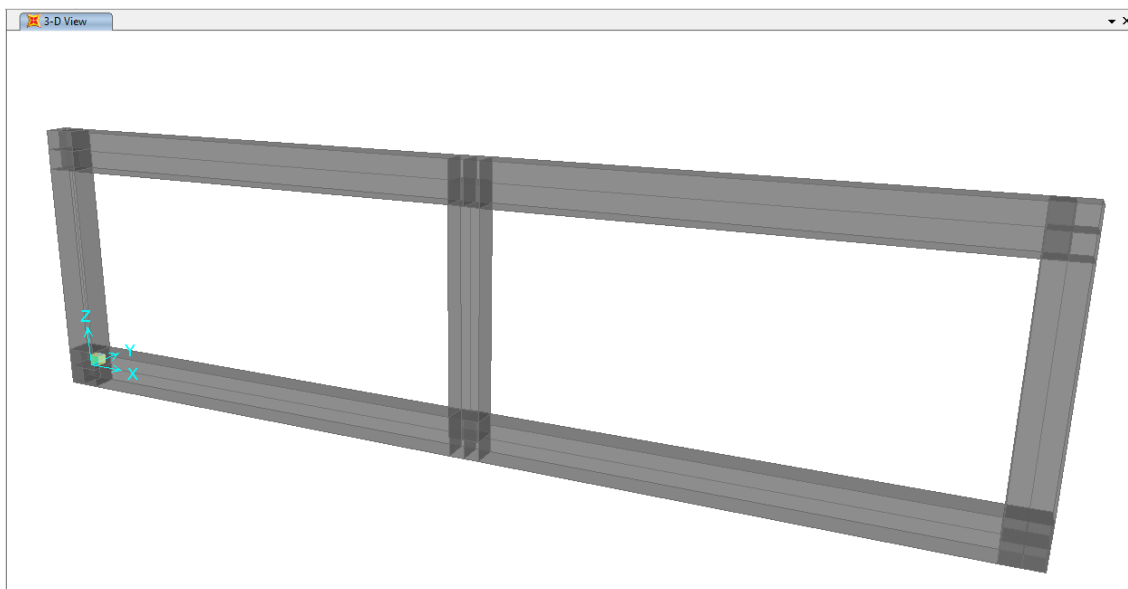


Figura 11.1 Vista 3D modello di calcolo FEM (SAP2000)

Al modello piano è stata applicata un'automesh di cui se ne riporta una rappresentazione dove si precisa che ogni nuova asta generata ha lunghezza massima di 0.50m.

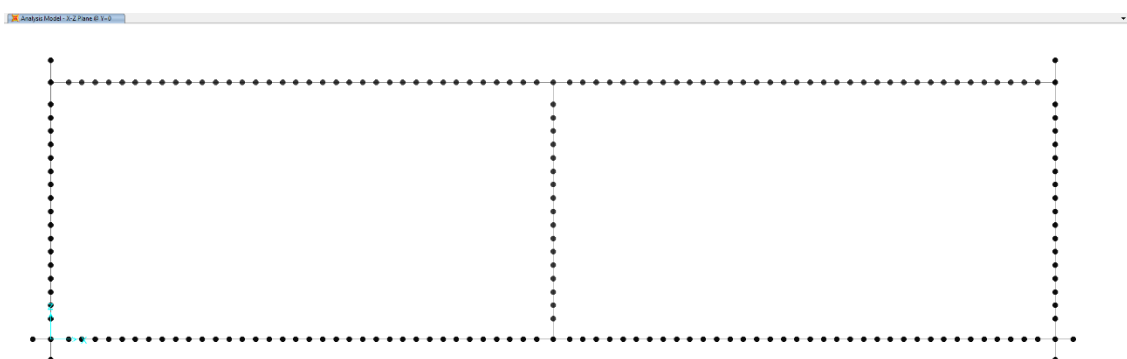


Figura 11.2 Automesh aste del modello

I pesi propri vengono implementati automaticamente dal programma di calcolo a partire dalla geometria e dal peso specifico del materiale. I carichi permanenti portati e variabili sono inseriti come carichi distribuiti sugli elementi finiti monodimensionali. Il terreno a lato dei piedritti viene rappresentato dalle forze che esso induce sui piedritti stessi.

L'azione sismica è implementata come un sistema di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma.

Il terreno sottostante la soletta inferiore viene modellato secondo un comportamento alla Winkler, come letto di molle di rigidezza variabile a seconda della zona della soletta inferiore così come mostrato nel paragrafo successivo.

11.1. SCHEMA DI CALCOLO DEL TELAIO PRINCIPALE

Assumendo l'ipotesi di stato piano di deformazione, la struttura viene modellata come un portale doppio chiuso dalla soletta di fondazione, adottando elementi tipo "trave", rappresentativi di una fascia di un metro di galleria.

Le aste del telaio sono modellate con riferimento all'asse medio degli elementi strutturali reali, posto quindi a metà dello spessore degli stessi.

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva della geometria considerata

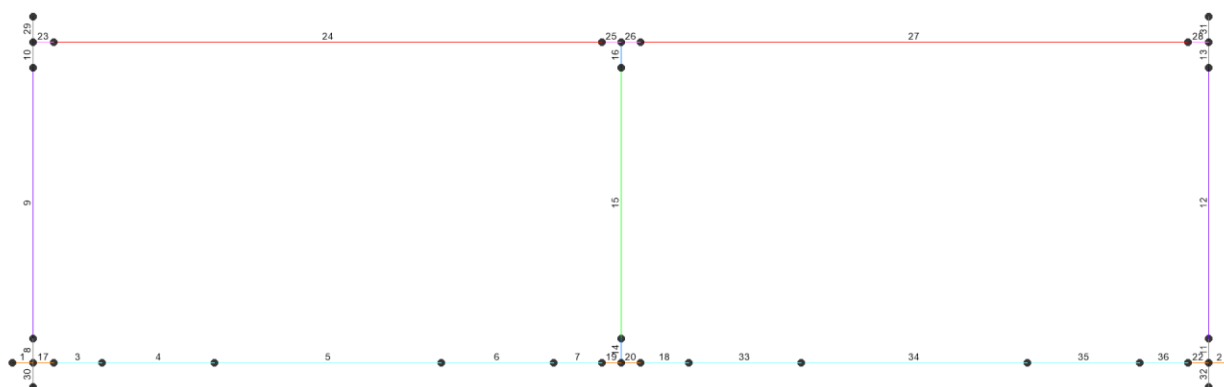


Figura 11-3 Modello strutturale e tag degli elementi (1)

Tabella 3 Lunghezze e tipologie degli elementi del modello strutturale

Tag frame	Tipo.	Lungh.	Tag frame	Tipo.	Lungh.	Tag frame	Tipo.	Lungh.
[-]	[-]	[m]	[-]	[-]	[m]	[-]	[-]	[m]
1	Birone	0.65	13	Birone	0.8	27	Trave	17.05
2	Birone	0.65	14	Birone	0.75	28	Birone	0.65
3	Trave	1.5	15	Trave	8.4	29	Birone	0.8
4	Trave	3.5	16	Birone	0.8	30	Birone	0.75
5	Trave	7.05	17	Birone	0.65	31	Birone	0.8
6	Trave	3.5	18	Trave	1.5	32	Birone	0.75
7	Trave	1.5	19	Birone	0.6	33	Trave	3.5
8	Birone	0.75	20	Birone	0.6	34	Trave	7.05
9	Trave	8.4	22	Birone	0.65	35	Trave	3.5
10	Birone	0.8	23	Birone	0.65			
11	Birone	0.75	24	Trave	17.05			
12	Trave	8.4	25	Birone	0.6			

Di seguito si riportano dimensioni in sezione e materiale utilizzati per i diversi elementi che caratterizzano il modello strutturale:

Tabella 4 Sezioni e materiali degli elementi modellati

Elemento	B x H	Materiale
[-]	[cm x cm]	[-]
Soletta superiore	100 x 160	C30/37
Piedritti esterni	100 x 130	C30/37
Piedritto centrale	100 x 120	C30/37
Soletta inferiore	100 x 150	C30/37
Birone	Variabile	C30/37 modificato

Si precisa che il “Birone” svolge la funzione di elemento infinitamente rigido atto a modellare il nodo piedritto-soletta. Le sezioni di tali tipologie di elementi variano in funzione dell'elemento strutturale che converge nel nodo stesso. Per garantire un comportamento infinitamente rigido dell'elemento “Birone” ne sono state modificate le proprietà meccaniche direttamente dal software di calcolo. Di conseguenza tali elementi verranno esclusi dalle verifiche di pressoflessione e taglio che verranno effettuate, invece, per tutte le restanti aste deformabili.

Si riporta una rappresentazione del modello SAP2000 che rappresenta le sole aste deformabili (escludendo dalla visualizzazione gli elementi rigidi "Bironi"):

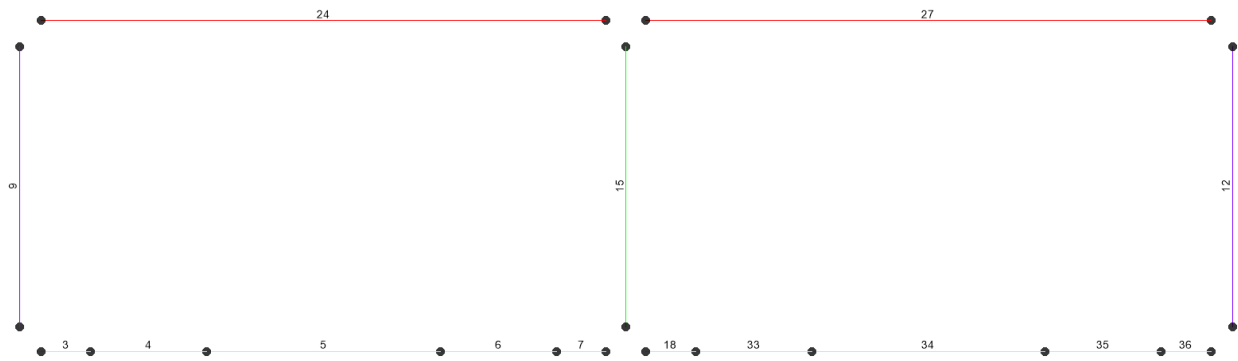


Figura 11-4 Modello strutturale e tag degli elementi (2)

La soletta inferiore è vincolata mediante molle alla traslazione verticale, con risposta elastica non lineare "Compression-only":

- suolo elastico di rigidezza in compressione pari alla costante di Winkler moltiplicata per l'area di influenza del nodo i-esimo su cui insiste;
- rigidezza in trazione nulla.

I piedritti contro-terra sono vincolati mediante molle traslazionali orizzontale, con risposta elastica non lineare "Compression-only":

- suolo elastico di rigidezza in compressione pari alla costante di Winkler moltiplicata per l'area di influenza del nodo i-esimo su cui insiste;
- rigidezza in trazione nulla.

Il calcolo della rigidezza da attribuire a tali molle viene effettuato mediante la seguente formulazione di Bowles, secondo quanto riportato nel testo "Foundation Analysis and Design", Joseph E. Bowles, paragrafo 9:

$$k = \frac{E}{B * (1 - \nu^2) * I_w}$$

dove:

- B è la lunghezza del lato minore della fondazione
- ν ed E il coefficiente di Poisson ed il modulo elastico del terreno
- I_w è il fattore di forma della fondazione calcolato secondo la tabella seguente ed interpolando linearmente per casi di rapporti L/B intermedi

Si riportano le calcolazioni per ottenere il valore del k di Winkler:

- **Molle verticali**

CALCOLO FATTORE DI FORMA I_w - METODO TABELLARE

Modulo di elasticità del suolo: E_s	=	600.0	[daN/cm ²]
Coefficiente di Poisson del suolo: ν_s	=	0.25	[daN/cm ²]
Lato lungo fondazione: L	=	5250.0	[cm]
Lato corto fondazione: B	=	3790.0	[cm]
Forma fondazione:	=	Rettangolare L/B	
Fondazione rettangolare. Inserire rapporto L/B:	=	1.4	[-]
I_w (Fattore di forma della fondazione):			
Centro	=	1.305	[-]
Angolo	=	0.652	[-]
Medio	=	1.104	[-]
Rigida	=	1.005	[-]

FATTORE DI FORMA I_w

Forma	Flessibile			Rigida
	Centro	Angolo	Medio	
Circolare	1.000	0.640	0.850	0.88
Quadrata	1.120	0.560	0.950	0.82
Rettangolare L/B				
1.4	1.305	0.652	1.104	1.00
1.5	1.360	0.680	1.150	1.06
-				
2.0	1.530	0.770	1.300	1.20
-				
3.0	1.780	0.880	1.520	1.37
-				
5.0	2.100	1.050	1.830	1.70
-				
10.0	2.540	1.270	2.250	2.10
-				
100.0	4.010	2.000	3.690	3.40
-				
1000.0	5.470	2.750	5.150	
-				
10000.0	6.900	3.500	6.000	

CALCOLO DEL K DI WINKLER SECONDO BOWLES

K di Winkler per la zona centrale - struttura flessibile:	=	0.129	[daN/cm ³]
K di Winkler per la zona d'angolo - struttura flessibile:	=	0.259	[daN/cm ³]
K di Winkler medio - struttura flessibile:	=	0.153	[daN/cm ³]
K di Winkler - struttura rigida :	=	0.168	[daN/cm ³]

In funzione della zona d'interesse della soletta inferiore sono stati applicati valori diversi del K di Winkler. Si riporta una schematizzazione che mostra la suddivisione in fasce di pertinenza:

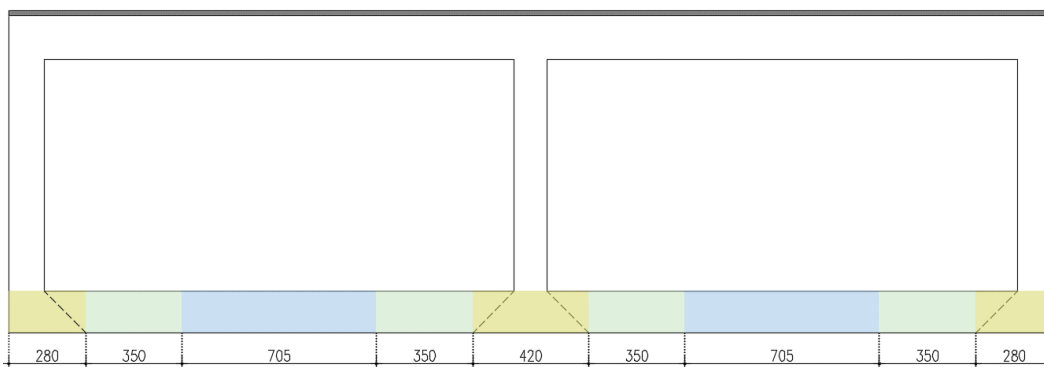


Figura 11-5 Differenziazione in zone di diversa rigidezza delle molle verticali

- **Molle orizzontali**

CALCOLO FATTORE DI FORMA I_w - METODO TABELLARE

Modulo di elasticità del suolo: E_s	=	250.0	[daN/cm ²]
Coefficiente di Poisson del suolo: ν_s	=	0.25	[daN/cm ²]
Lato lungo fondazione: L	=	5400.0	[cm]
Lato corto fondazione: B	=	1150.0	[cm]
Forma fondazione:	=	Rettangolare L/B	
Fondazione rettangolare. Inserire rapporto L/B:	=	4.7	[-]
I_w (Fattore di forma della fondazione):			
Centro	=	2.051	[-]
Angolo	=	1.024	[-]
Medio	=	1.783	[-]
Rigida	=	1.650	[-]

FATTORE DI FORMA I_w

Forma	Flessibile			Rigida
	Centro	Angolo	Medio	
Circolare	1.000	0.640	0.850	0.88
Quadrata	1.120	0.560	0.950	0.82
Rettangolare L/B				
-				
1.5	1.360	0.680	1.150	1.06
-				
2.0	1.530	0.770	1.300	1.20
-				
3.0	1.780	0.880	1.520	1.37
4.7	2.051	1.024	1.783	1.65
5.0	2.100	1.050	1.830	1.70
-				
10.0	2.540	1.270	2.250	2.10
-				
100.0	4.010	2.000	3.690	3.40
-				
1000.0	5.470	2.750	5.150	
-				
10000.0	6.900	3.500	6.000	

CALCOLO DEL K DI WINKLER SECONDO BOWLES

K di Winkler per la zona centrale - struttura flessibile:	=	0.113 [daN/cm ³]
K di Winkler per la zona d'angolo - struttura flessibile:	=	0.226 [daN/cm ³]
K di Winkler medio - struttura flessibile:	=	0.130 [daN/cm ³]
K di Winkler - struttura rigida :	=	0.141 [daN/cm ³]

Per le molle orizzontali è stato utilizzato su tutto lo sviluppo verticale un unico valore del K di Winkler pari a quello medio.

11.2. APPLICAZIONE DEI CARICHI MODELLO ZONA I

I carichi analizzati vengono applicati nel modello strutturale 2D che simula il comportamento di una fascia di larghezza unitaria di galleria.

Il peso proprio degli elementi strutturali viene computato direttamente dal software considerando il peso specifico degli elementi in c.a. pari a 25 kN/m³ attraverso la definizione di un "Load Pattern" G1k con moltiplicatore dei carichi propri unitario.

I carichi distribuiti vengono dunque applicati come carichi lineare agli elementi frame di larghezza unitaria.

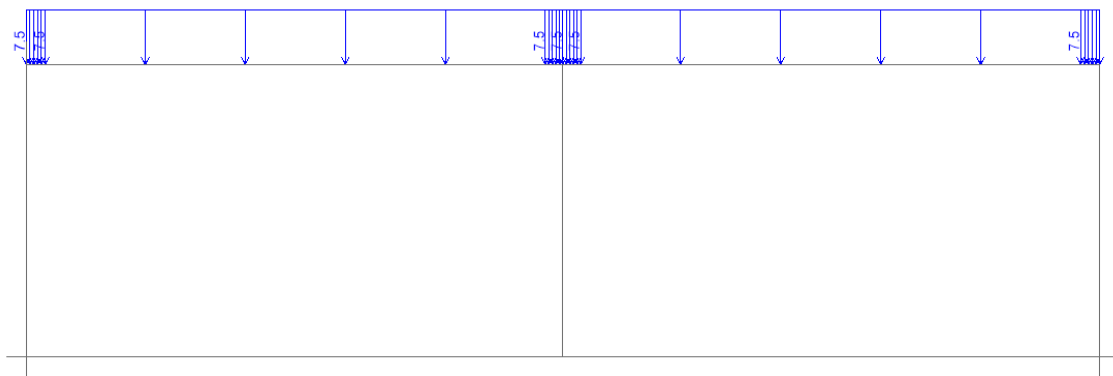


Figura 11-6 Carico da impianti e cappa protettiva in c.a. [kN/m]

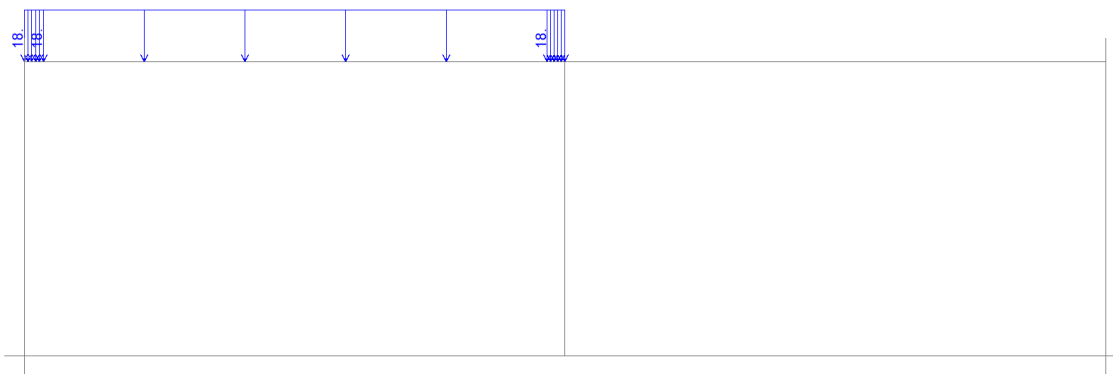


Figura 11-7 Carico da ballast – Canna SX [kN/m]

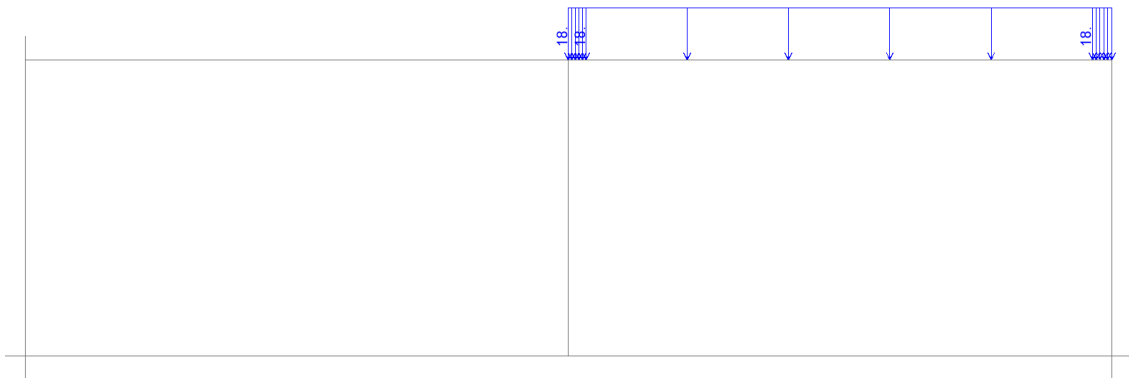


Figura 11-8 Carico da ballast – Canna DX [kN/m]

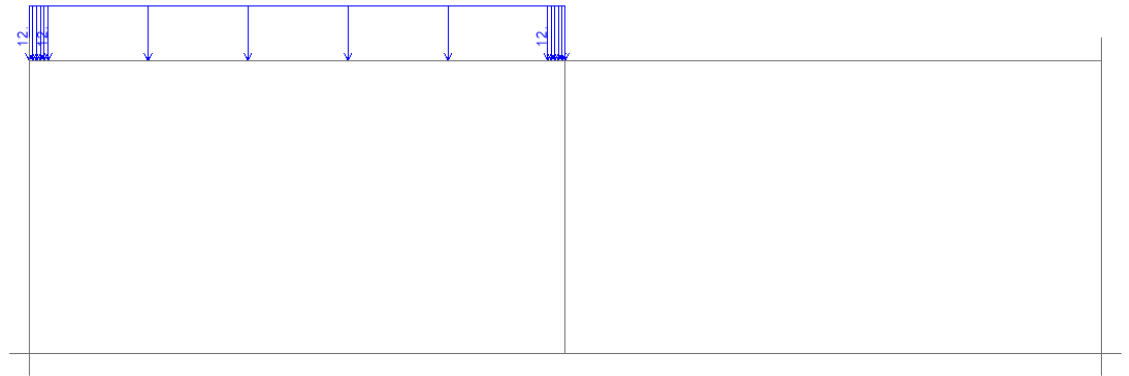


Figura 11-9 Carico da ricoprimento – Canna SX [kN/m]

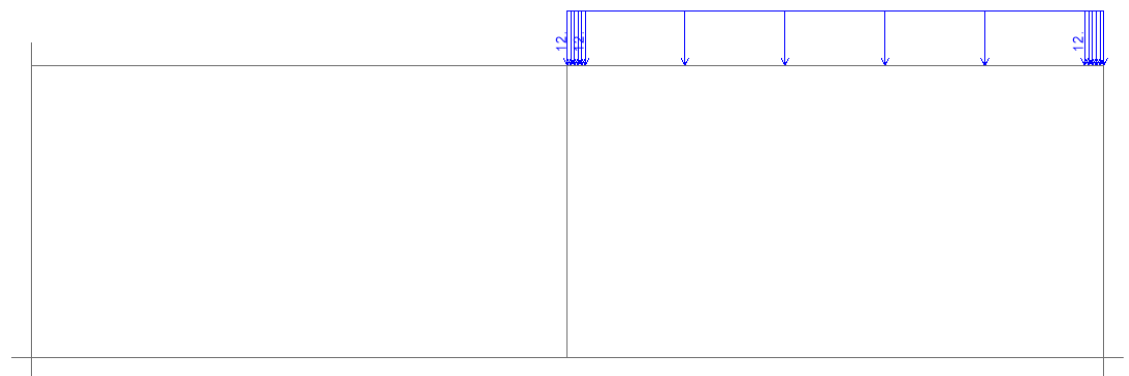


Figura 11-10 Carico da ricoprimento – Canna DX [kN/m]

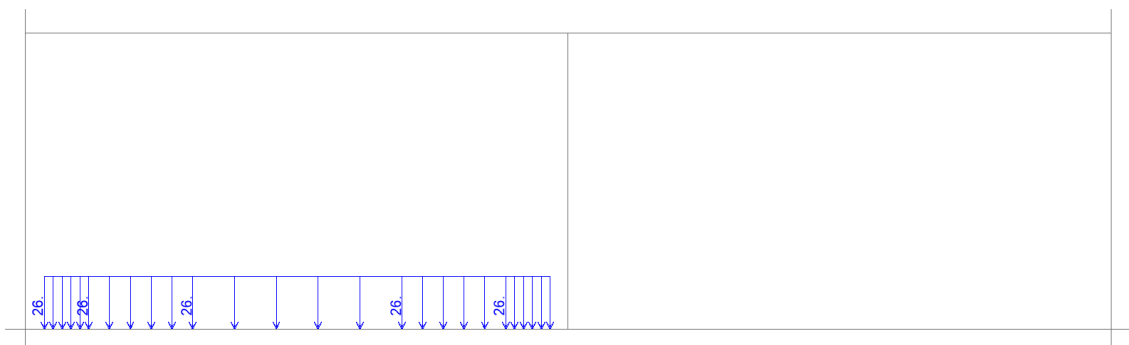


Figura 11-11 Carico da riempimento strada – Canna SX [kN/m]

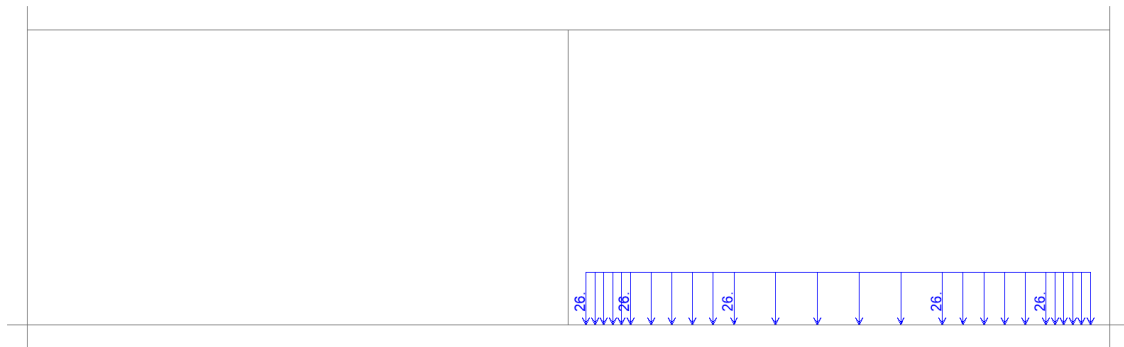


Figura 11-12 Carico da riempimento strada – Canna DX [kN/m]

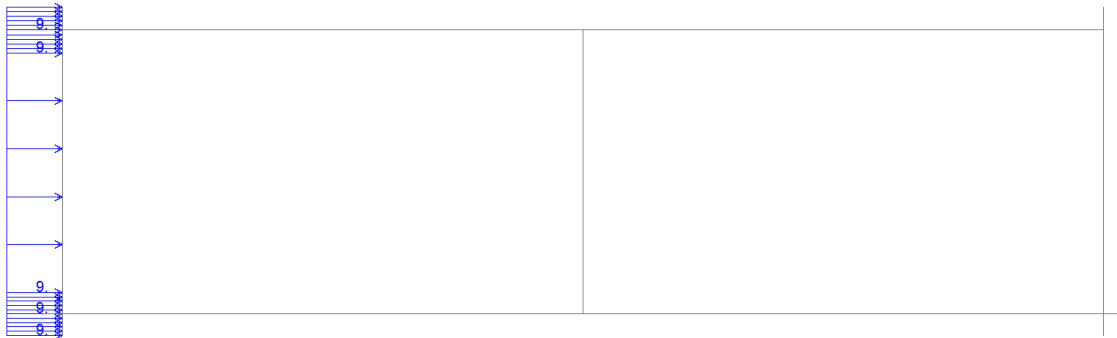


Figura 11-13 Spinta terra da ballast – Canna SX [kN/m]

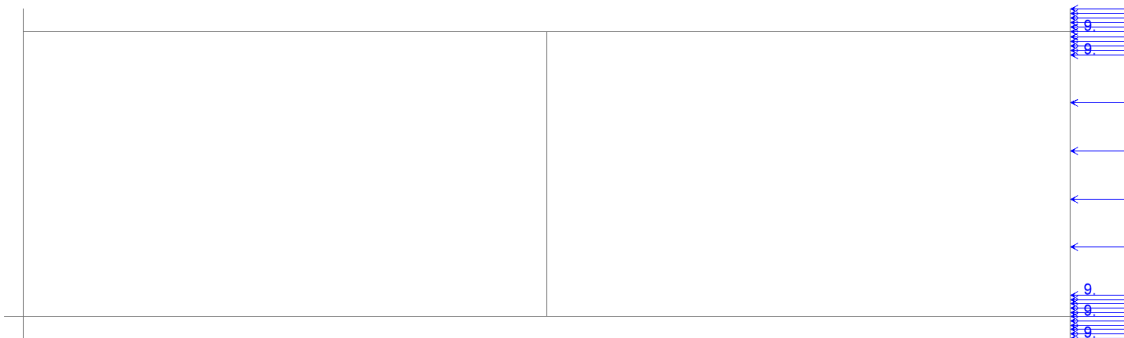


Figura 11-14 Spinta terra da ballast – Canna DX [kN/m]



Figura 11-15 Spinta terra a riposo – Canna SX [kN/m]

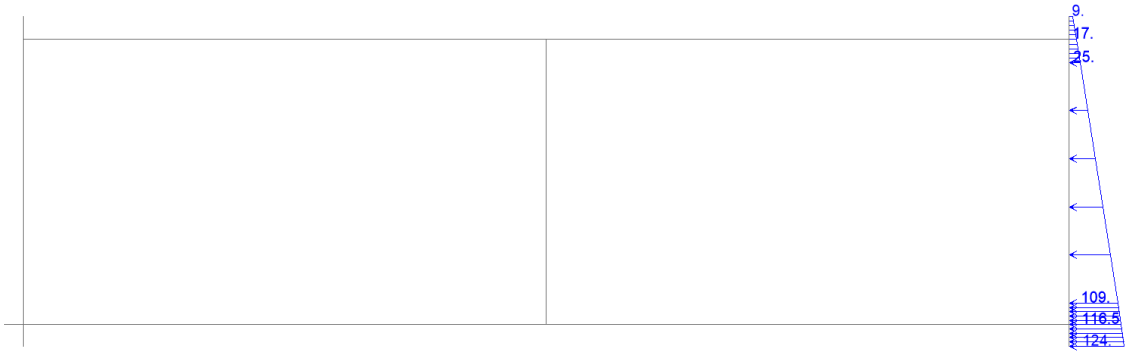


Figura 11-16 Spinta terra a riposo – Canna DX [kN/m]

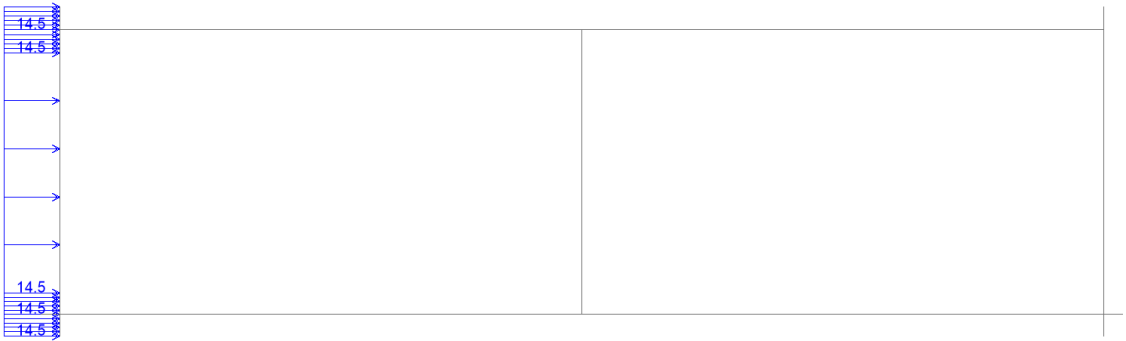


Figura 11-17 Spinta terra da treno – Canna SX [kN/m]

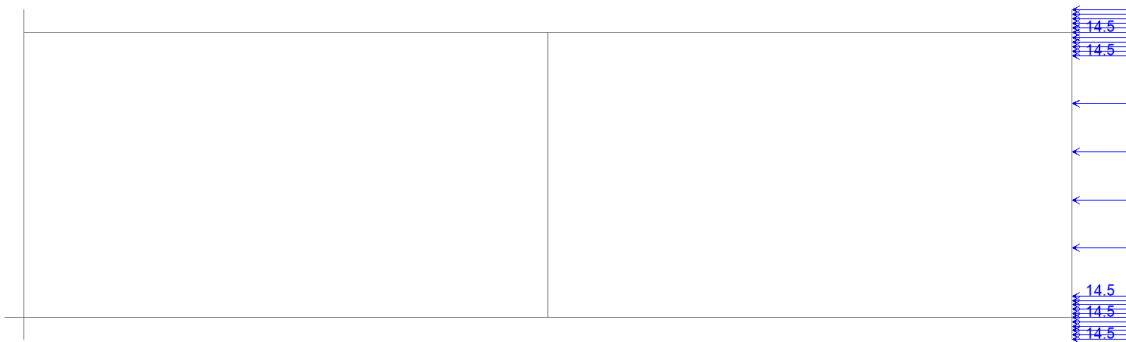


Figura 11-18 Spinta terra da treno – Canna DX [kN/m]

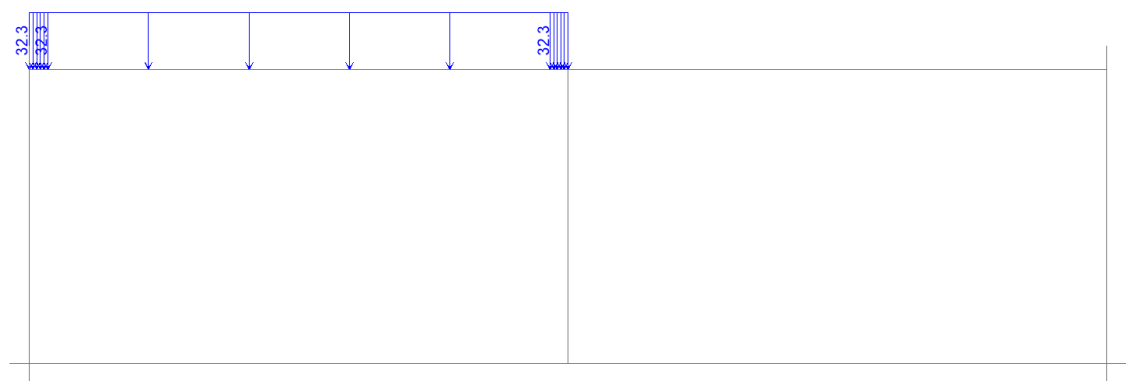


Figura 11-19 Acc. Treno SW/2 – Canna SX [kN/m]

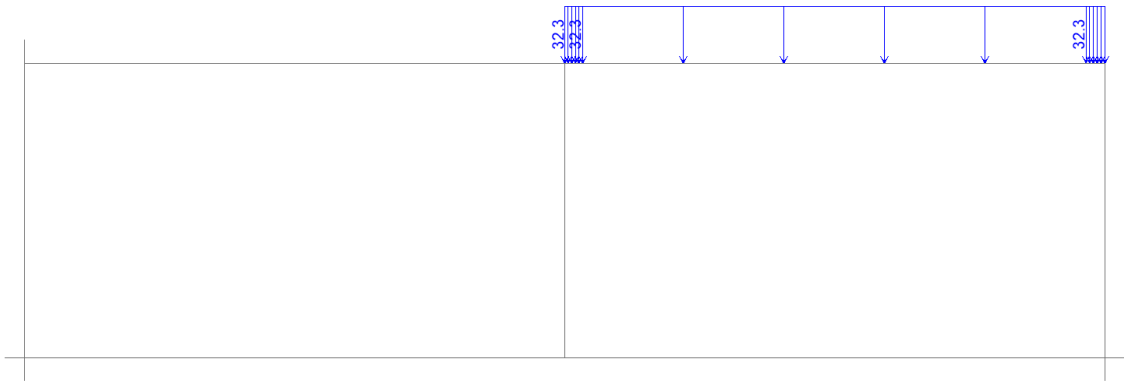


Figura 11-20 Acc. Treno SW/2 – Canna DX [kN/m]

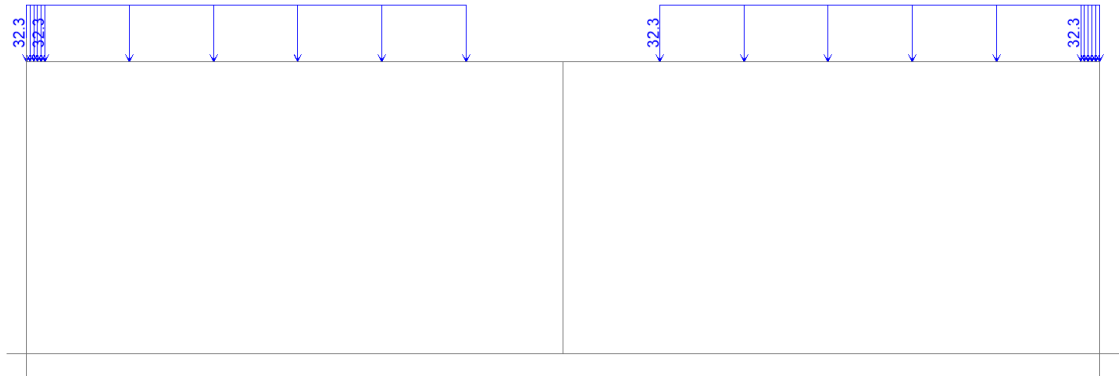


Figura 11-21 Acc. Treno SW/2 – Canna SX/DX [kN/m]

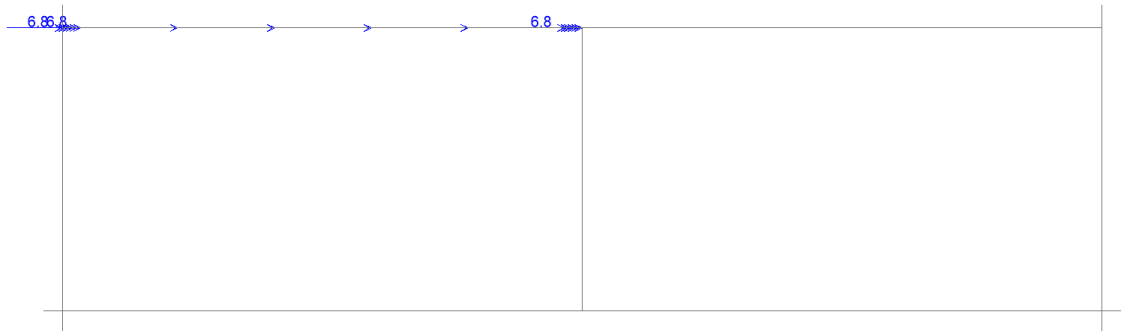


Figura 11-22 Acc. Treno SW/2 Frenatura – Canna SX [kN/m]

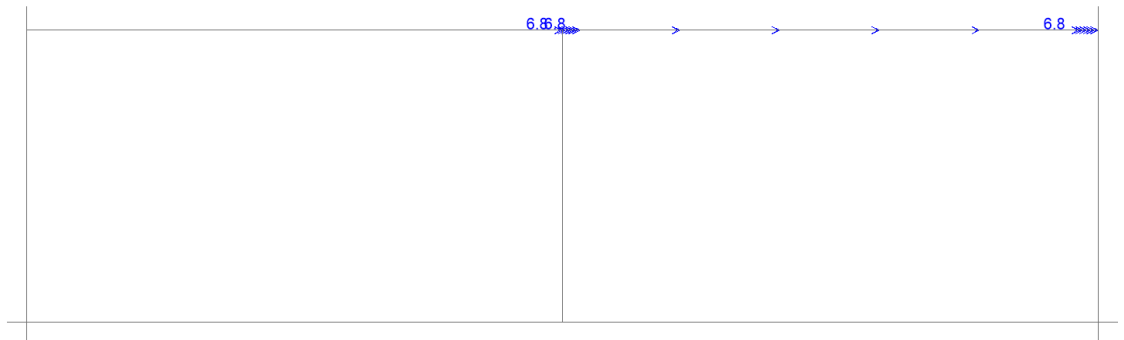


Figura 11-23 Acc. Treno SW/2 Frenatura – Canna DX [kN/m]

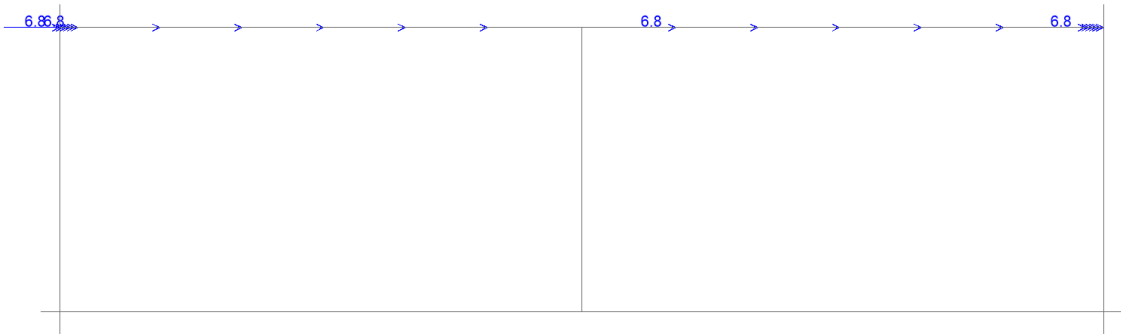


Figura 11-24 Acc. Treno SW/2 Frenatura – Canna SX/DX [kN/m]

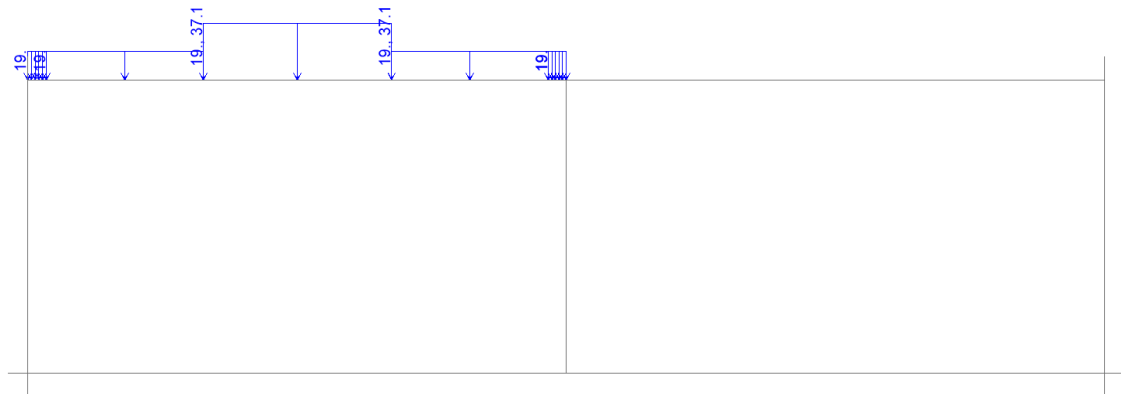


Figura 11-25 Acc. Treno LM71 – Canna SX [kN/m]

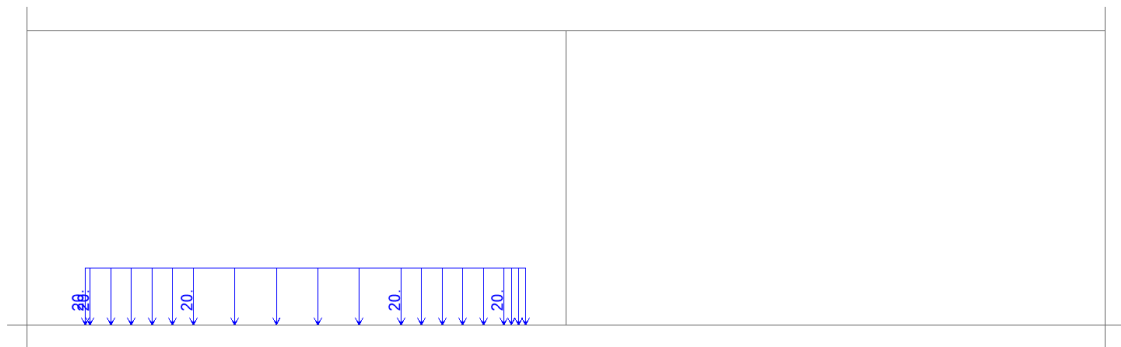


Figura 11-26 Acc. Strada – Canna SX [kN/m]

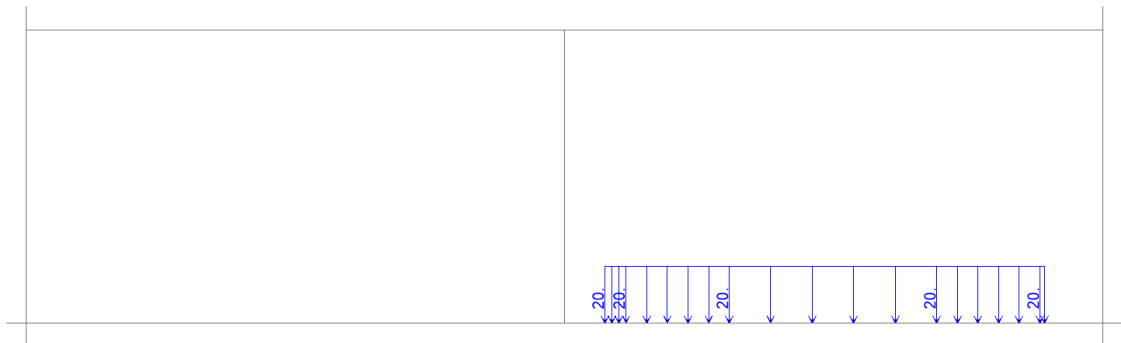


Figura 11-27 Acc. Strada – Canna DX [kN/m]

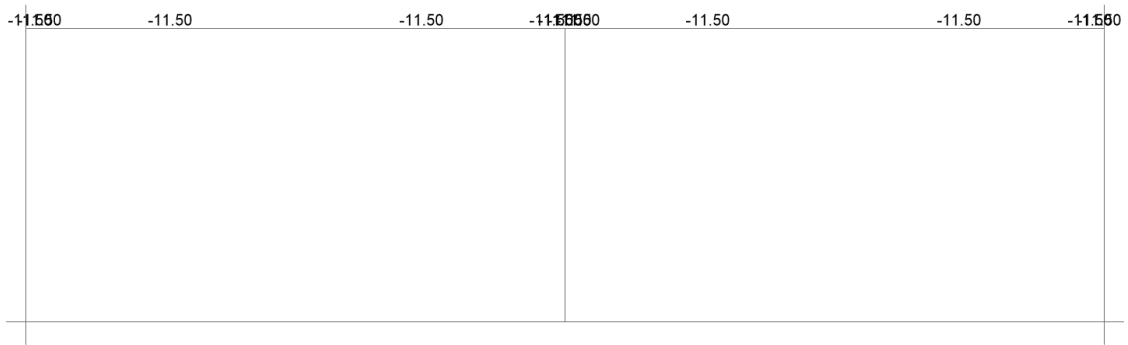


Figura 11-28 Azione da ritiro – Soletta superiore [°C]

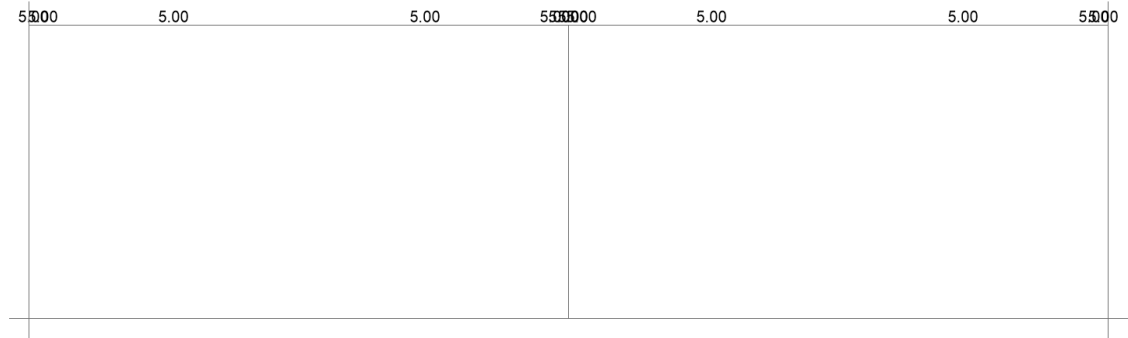


Figura 11-29 Variazione uniforme positiva temperatura – Soletta superiore [°C]

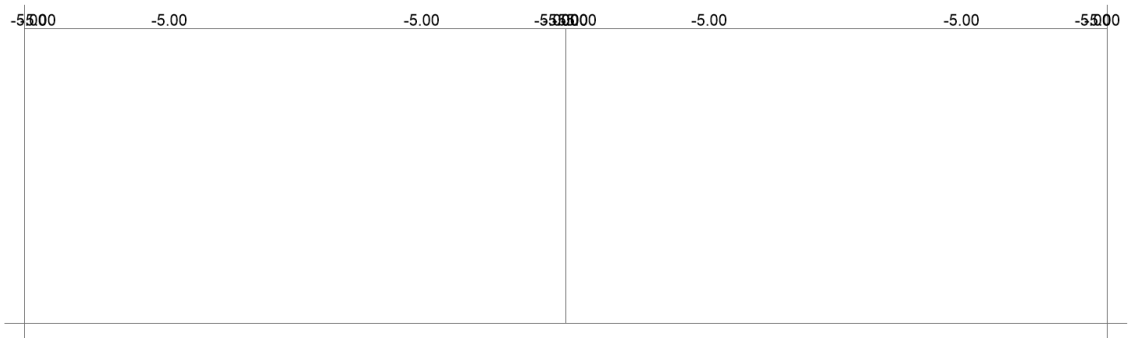


Figura 11-30 Variazione uniforme negativa temperatura – Soletta superiore [°C]

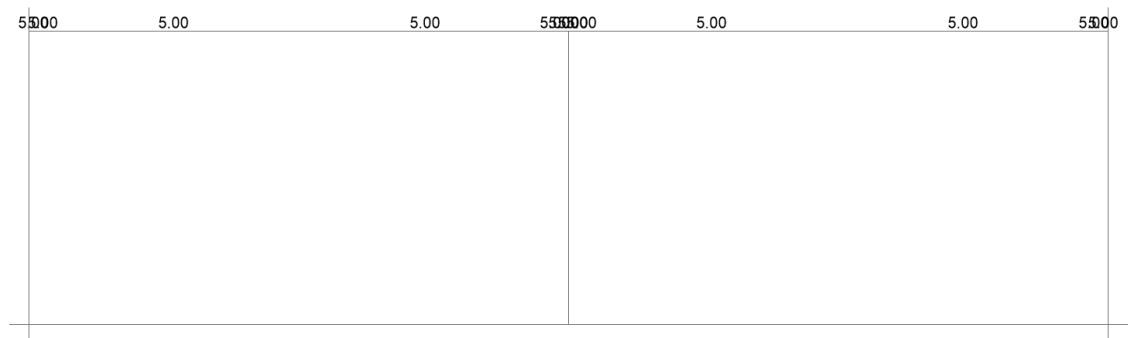


Figura 11-31 Gradiente positivo temperatura – Soletta superiore [°C/m]

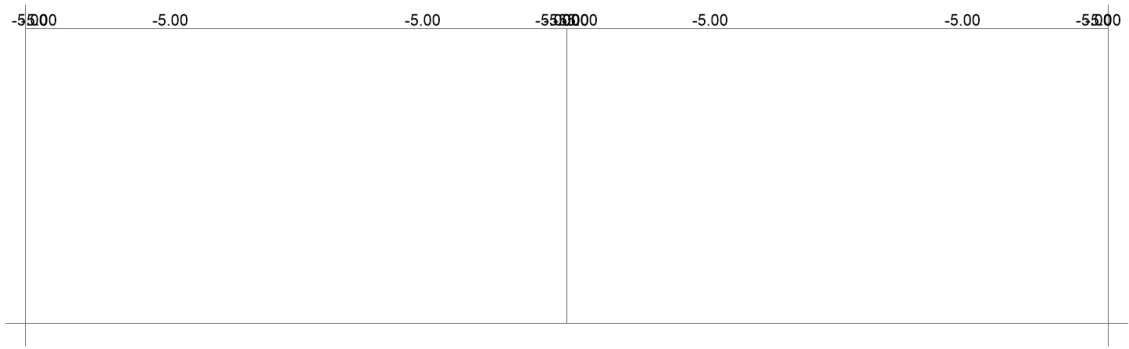


Figura 11-32 Gradiente negativo temperatura – Soletta superiore [°C/m]



Figura 11-33 Spinta sismica Wood – Canna SX [kN/m]



Figura 11-34 Spinta sismica Wood – Canna DX [kN/m]

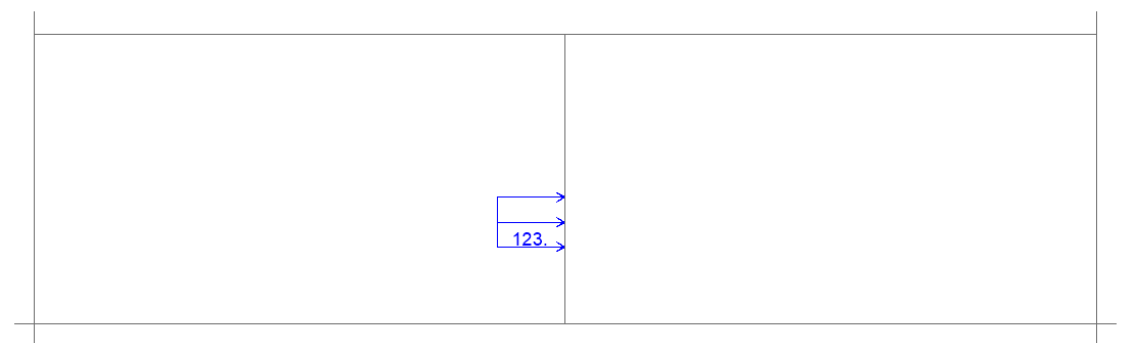


Figura 11-35 Urto su piedritto centrale [kN/m]

11.3. APPLICAZIONE DEI CARICHI MODELLO ZONA II

I carichi analizzati vengono applicati nel modello strutturale 2D che simula il comportamento di una fascia di larghezza unitaria di galleria.

Il peso proprio degli elementi strutturali viene computato direttamente dal software considerando il peso specifico degli elementi in c.a. pari a 25 kN/m^3 attraverso la definizione di un "Load Pattern" G1k con moltiplicatore dei carichi propri unitario.

I carichi distribuiti vengono dunque applicati come carichi lineari agli elementi frame di larghezza unitaria.

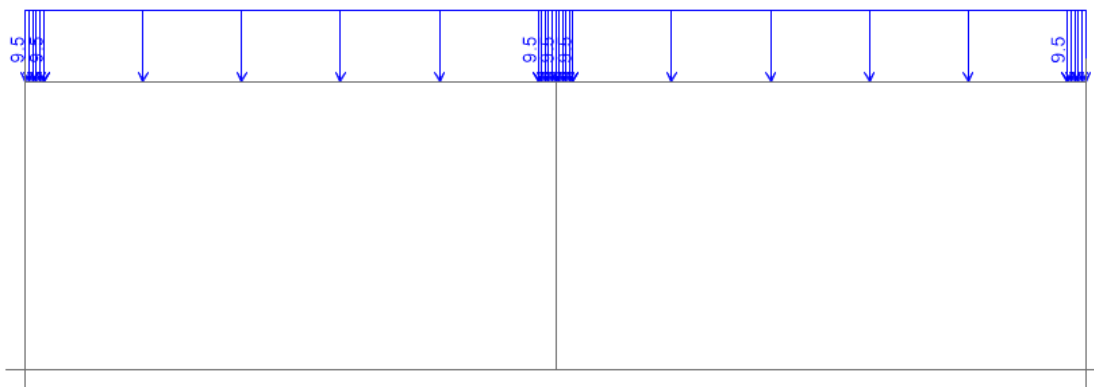


Figura 11-36 Carico da impianti e cappa protettiva in c.a. [kN/m]

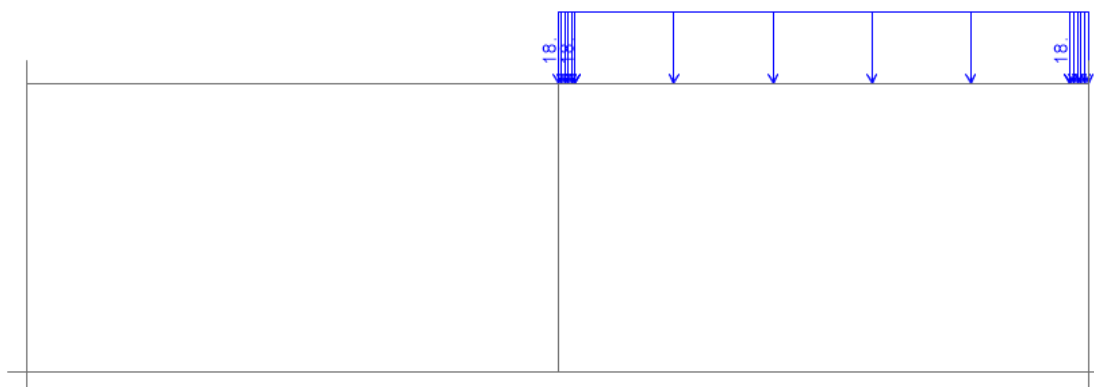


Figura 11-37 Carico da ballast – Canna DX [kN/m]

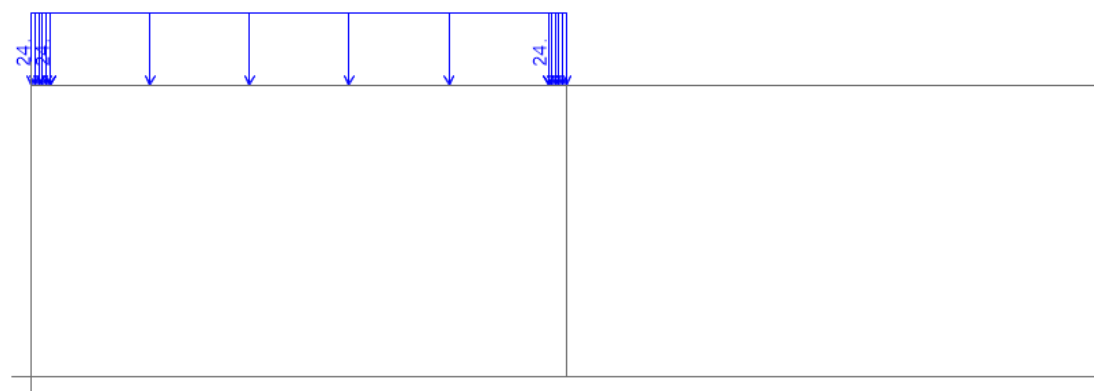


Figura 11-38 Carico da ricoprimento – Canna SX [kN/m]

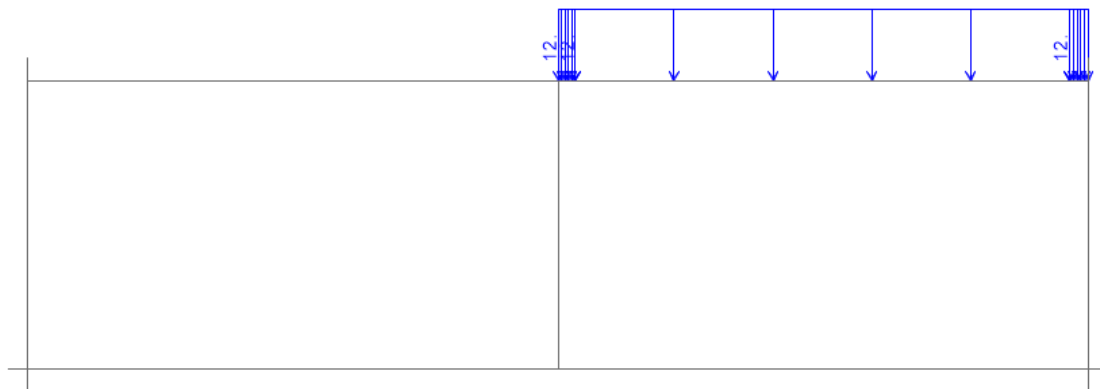


Figura 11-39 Carico da ricoprimento – Canna DX [kN/m]

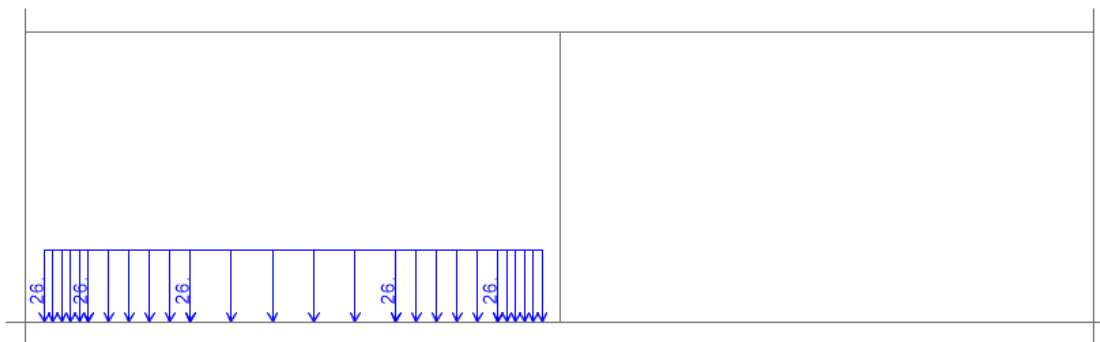


Figura 11-40 Carico da riempimento strada – Canna SX [kN/m]

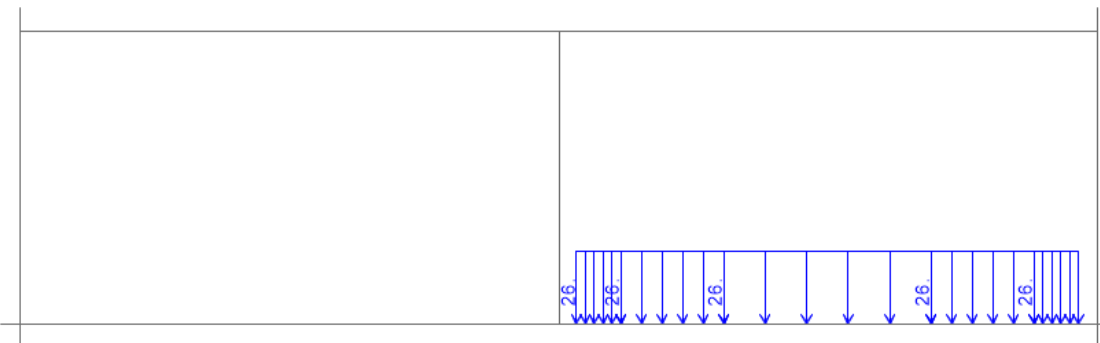


Figura 11-41 Carico da riempimento strada – Canna DX [kN/m]

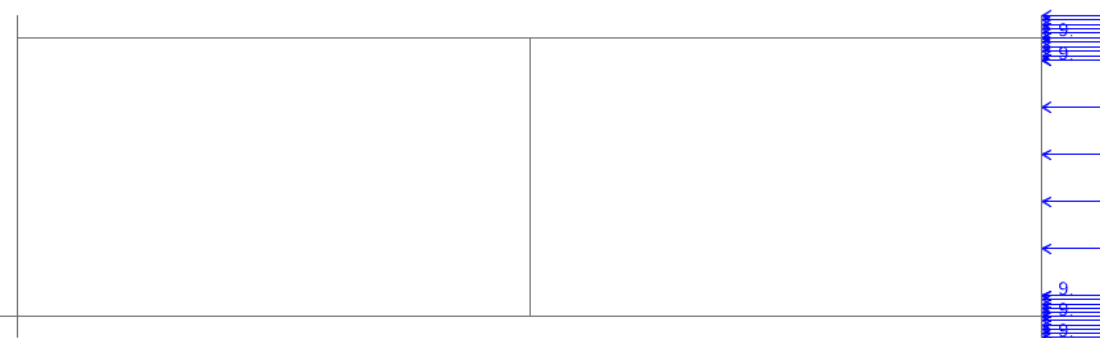


Figura 11-42 Spinta terra da ballast – Canna DX [kN/m]

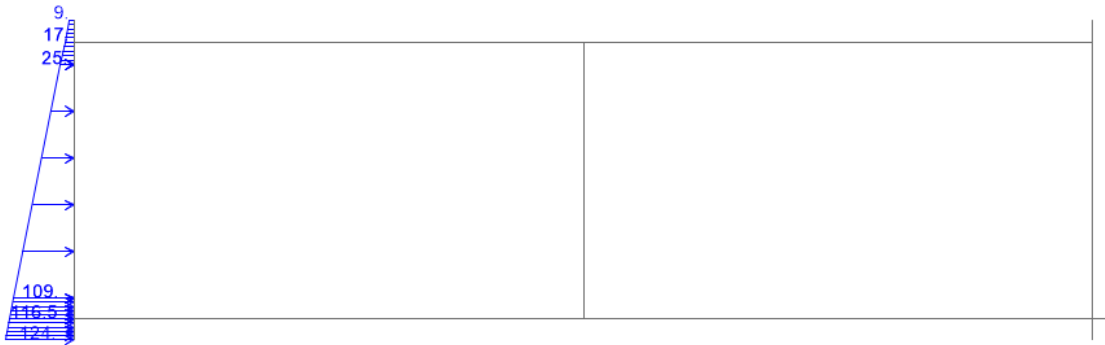


Figura 11-43 Spinta terra a riposo – Canna SX [kN/m]

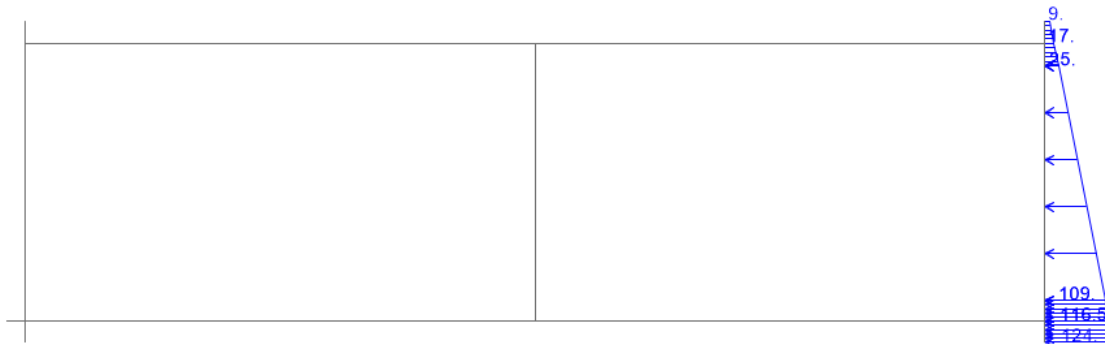


Figura 11-44 Spinta terra a riposo – Canna DX [kN/m]

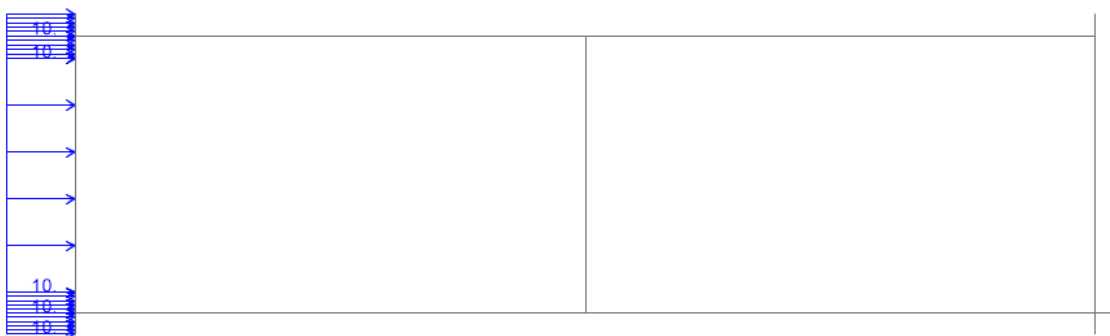


Figura 11-45 Spinta terra da treno – Canna SX [kN/m]

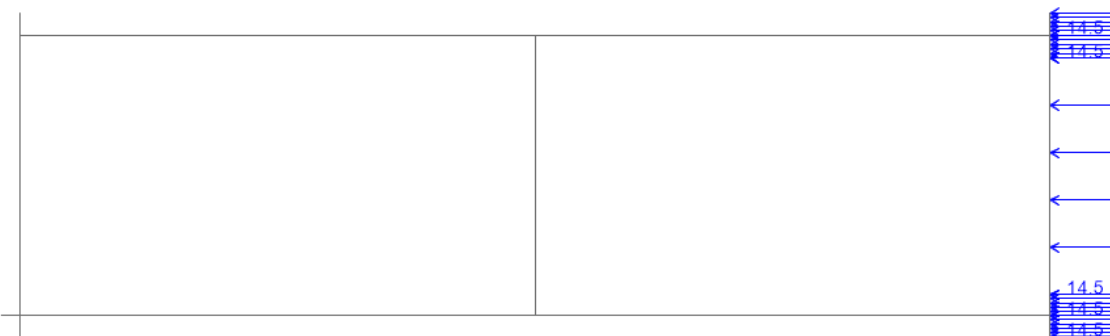


Figura 11-46 Spinta terra da treno – Canna DX [kN/m]

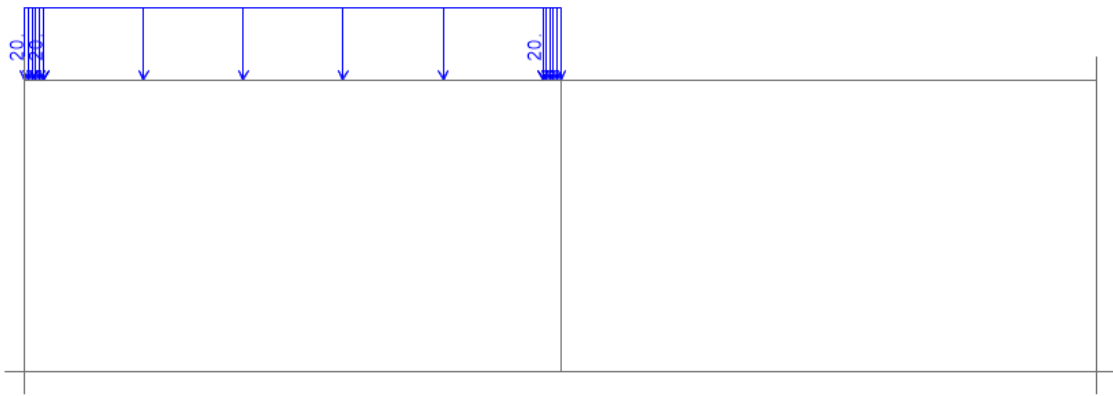


Figura 11-47 Acc. Treno SW/2 – Canna SX [kN/m]

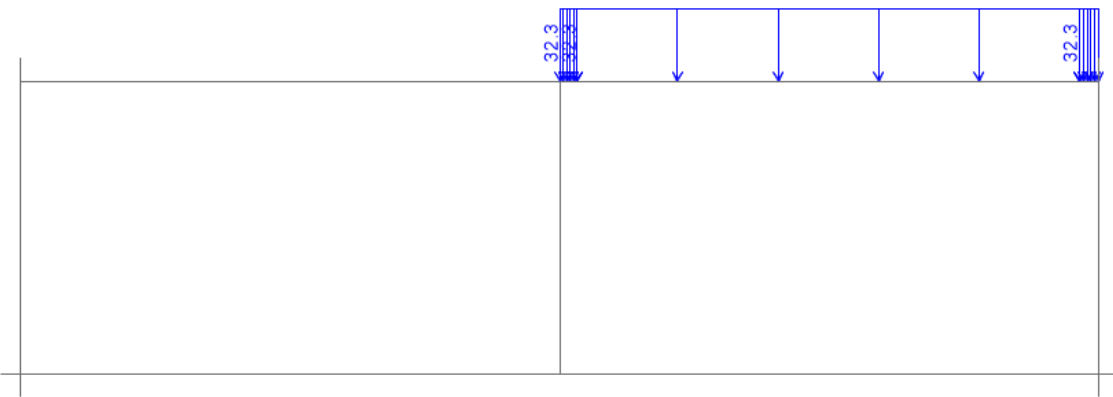


Figura 11-48 Acc. Treno SW/2 – Canna DX [kN/m]

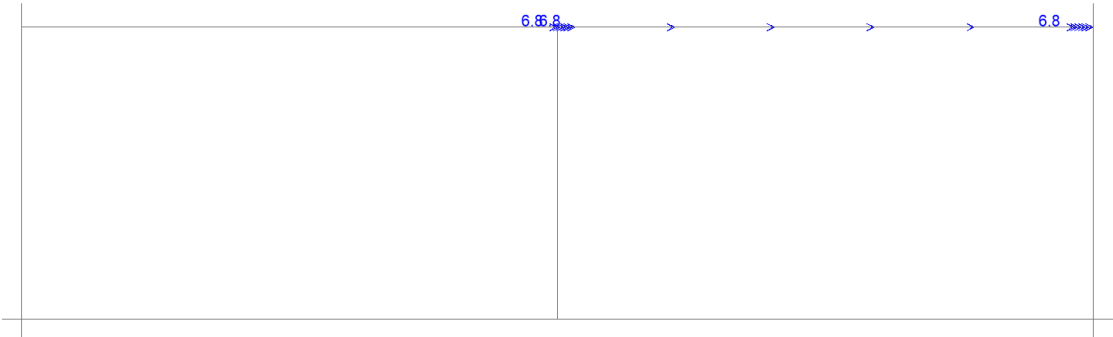


Figura 11-49 Acc. Treno SW/2 Frenatura – Canna DX [kN/m]

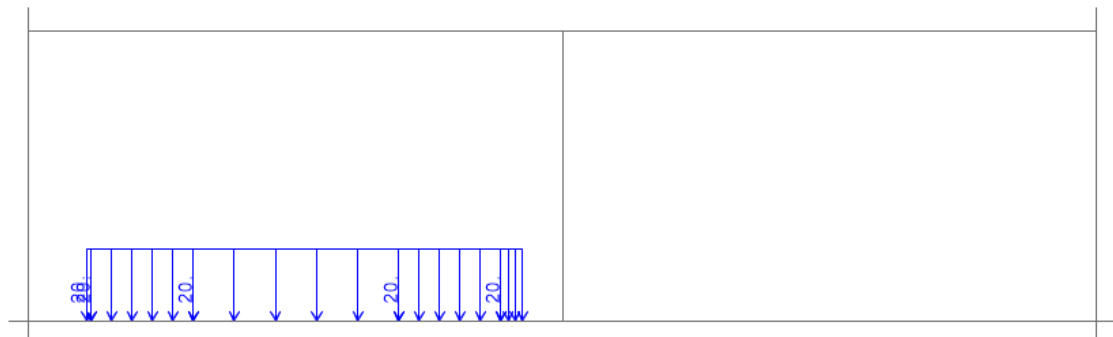


Figura 11-50 Acc. Strada – Canna SX [kN/m]

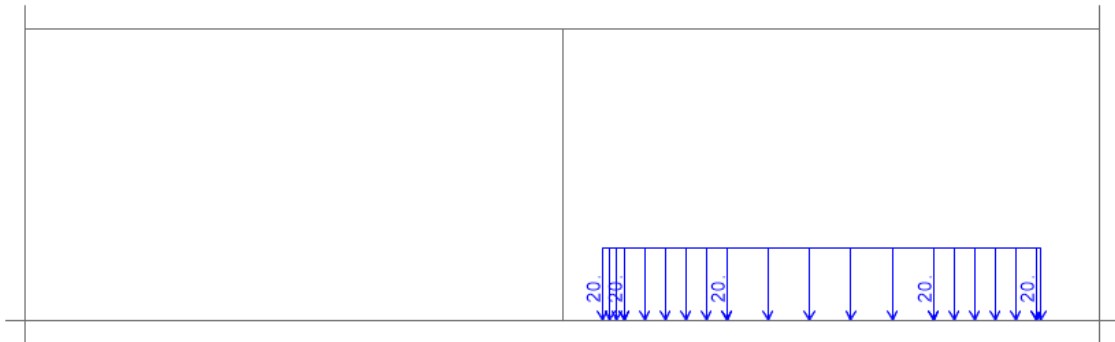


Figura 11-51 Acc. Strada – Canna DX [kN/m]

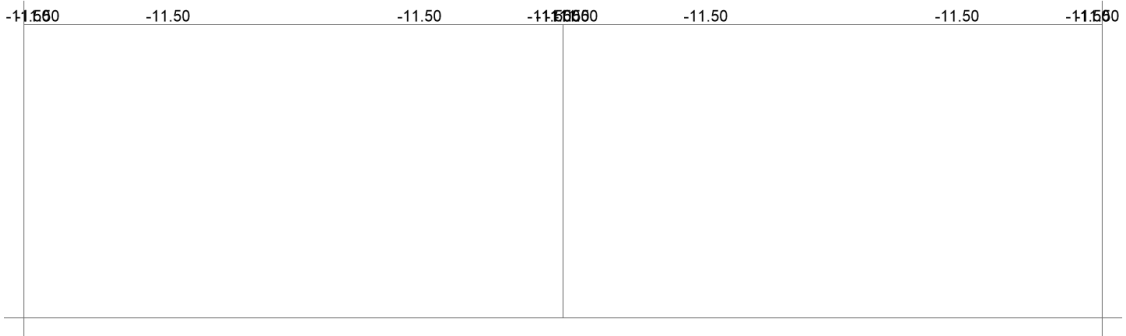


Figura 11-52 Azione da ritiro – Soletta superiore [°C]

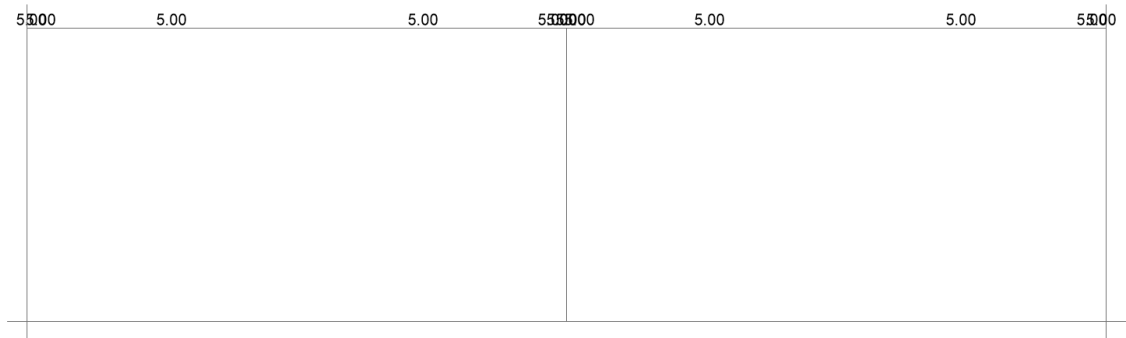


Figura 11-53 Variazione uniforme positiva temperatura – Soletta superiore [°C]

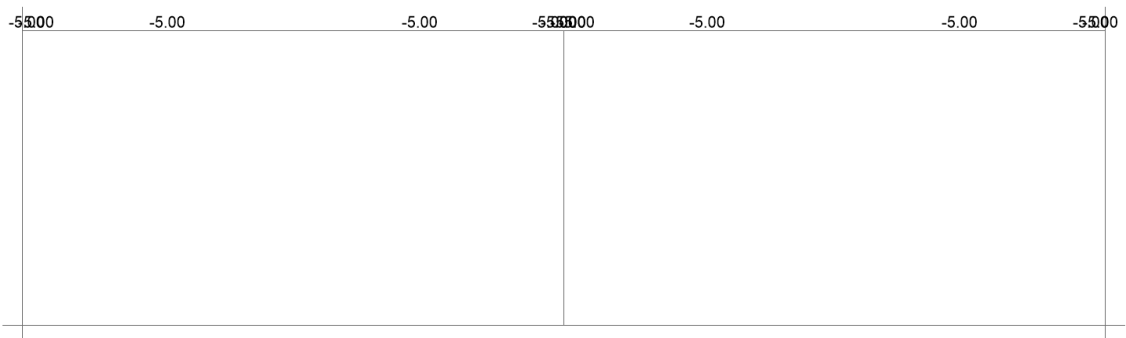


Figura 11-54 Variazione uniforme negativa temperatura – Soletta superiore [°C]

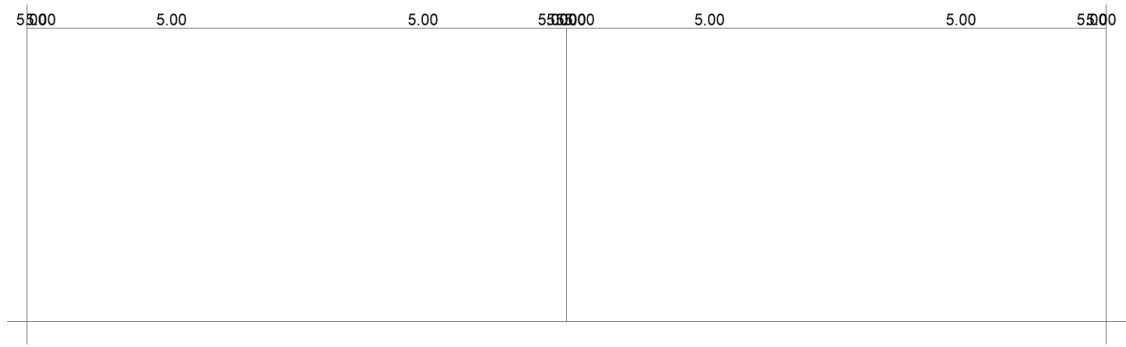


Figura 11-55 Gradiente positivo temperatura – Soletta superiore [°C/m]

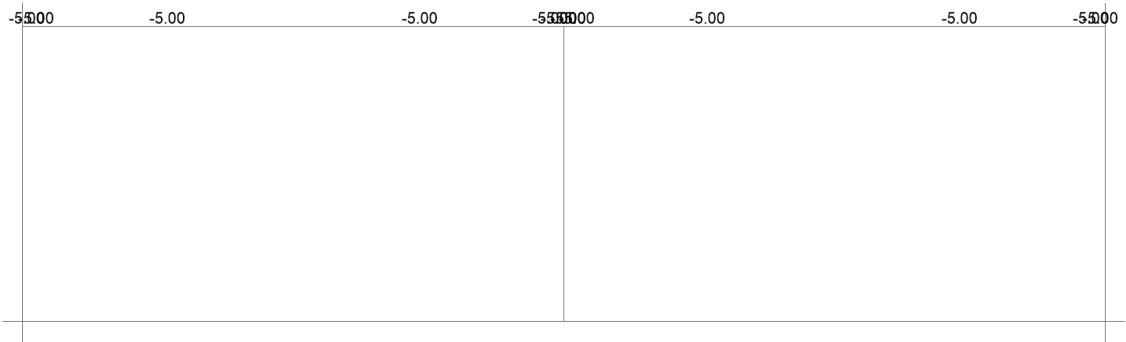


Figura 11-56 Gradiente negativo temperatura – Soletta superiore [°C/m]

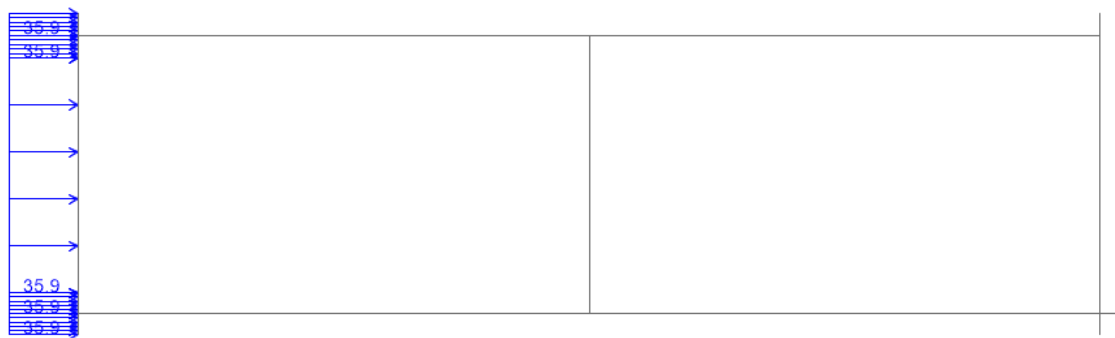


Figura 11-57 Spinta sismica Wood – Canna SX [kN/m]

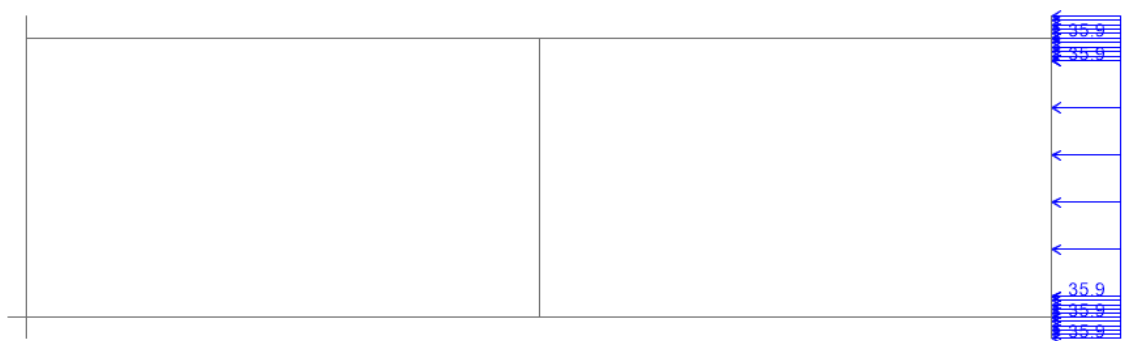


Figura 11-58 Spinta sismica Wood – Canna DX [kN/m]

11.4. COMBINAZIONI DI CARICO ZONA I

Le azioni applicate sono riassunte di seguito:

DEAD	Load pattern
PERMANENTI_NS	Load pattern
BALLAST_SX	Load pattern
BALLAST_DX	Load pattern
RICOPRIMENTO_SX	Load pattern
RICOPRIMENTO_DX	Load pattern
RIEMPIMENTO_STRADA_SX	Load pattern
RIEMPIMENTO_STRADA_DX	Load pattern
SPINTA_TERRA_BALLAST_SX	Load pattern
SPINTA_TERRA_BALLAST_DX	Load pattern
SPINTA_TERRA_RIPOSO_SX	Load pattern
SPINTA_TERRA_RIPOSO_DX	Load pattern
ACC_TERRA_TRENO_SX	Load pattern
ACC_TERRA_TRENO_DX	Load pattern
ACC_TRENO_SX	Load pattern
ACC_TRENO_DX	Load pattern
ACC_TRENO_SX+DX	Load pattern
ACC_FRENATURA_SX	Load pattern
ACC_FRENATURA_DX	Load pattern
ACC_FRENATURA_SX+DX	Load pattern
ACC_STRADA_SX	Load pattern
ACC_STRADA_DX	Load pattern
RITIRO	Load pattern
TERMICA_DT+15	Load pattern
TERMICA_DT-15	Load pattern
TERMICA_GRAD+5	Load pattern
TERMICA_GRAD-5	Load pattern
SISMA_X_POS	Load pattern
SISMA_X_NEG	Load pattern
SISMA_Z_POS	Accel
SPINTA_WOOD_SX	Load pattern
SPINTA_WOOD_DX	Load pattern
URTO	Load pattern
LM71	Load pattern

Si riportano le combinazioni di carico che vengono considerate per il calcolo delle sollecitazioni di progetto per la Zona I:

11.5. COMBINAZIONI DI CARICO ZONA II

Le azioni applicate sono riassunte di seguito:

DEAD	Load pattern
PERMANENTI_NS	Load pattern
BALLAST_DX	Load pattern
RICOPRIMENTO_SX	Load pattern
RICOPRIMENTO_DX	Load pattern
RIEMPIMENTO_STRADA_SX	Load pattern
RIEMPIMENTO_STRADA_DX	Load pattern
SPINTA_TERRA_BALLAST_DX	Load pattern
SPINTA_TERRA_RIPOSO_SX	Load pattern
SPINTA_TERRA_RIPOSO_DX	Load pattern
ACC_TERRA_SX	Load pattern
ACC_TERRA_TRENO_DX	Load pattern
ACCIDENTALE_SX	Load pattern
ACC_TRENO_DX	Load pattern
ACC_FRENATURA_DX	Load pattern
ACC_STRADA_SX	Load pattern
ACC_STRADA_DX	Load pattern
RITIRO	Load pattern
TERMICA_DT+15	Load pattern
TERMICA_DT-15	Load pattern
TERMICA_GRAD+5	Load pattern
TERMICA_GRAD-5	Load pattern
SISMA_X_POS	Accel
SISMA_X_NEG	Load pattern
SISMA_Z_POS	Load pattern
SPINTA_WOOD_SX	Load pattern
SPINTA_WOOD_DX	Load pattern

Si riportano le combinazioni di carico che vengono considerate per il calcolo delle sollecitazioni di progetto per la Zona II:

SLV	ZONA II																												
	SISMA	COMBINAZIONI																											
		DEAD	PERMANENTI_NS	BALLAST_DX	RICOPRIMENTO_SX	RICOPRIMENTO_DX	RIEMPIMENTO_STRADA_SX	RIEMPIMENTO_STRADA_DX	SPINTA_TERRA_BALLAST_DX	SPINTA_TERRA_RIPOSO_SX	SPINTA_TERRA_RIPOSO_DX	ACC_SPINTA_TERRA_SX	SPINTA_TERRA_TRENO_DX	ACCIDENTALE_SX	ACC_TRENO_DX	ACC_FRENATURA_DX	ACC_STRADA_SX	ACC_STRADA_DX	RITIRO	TERMICA_DT+15	TERMICA_DT-15	TERMICA_GRAD+5	TERMICA_GRAD-5	SISMA_X_POS	SISMA_X_NEG	SISMA_Z_POS	SPINTA_WOOD_SX	SPINTA_WOOD_DX	
	SLV-01	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.50	0.00	1.00	0.00	-0.30	0.00	1.00
	SLV-02	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.50	1.00	0.00	-0.30	1.00	0.00	
	SLV-03	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	-0.30	0.00	1.00
	SLV-04	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00	0.00	-0.30	1.00	0.00	

11.6. RISULTATI DELLE ANALISI ZONA I

Di seguito si riportano gli output dei risultati in termini di involucro delle combinazioni SLU, SLV, SLE Quasi permanente, SLE Rara.

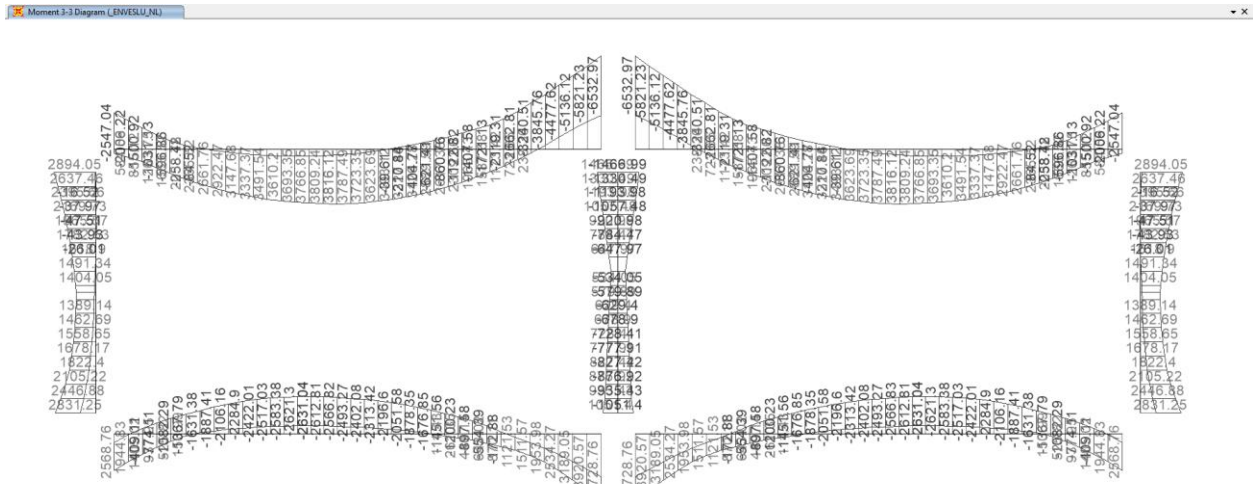


Figura 11-59 Involuppo diagramma del momento flettente – ENV_SLU

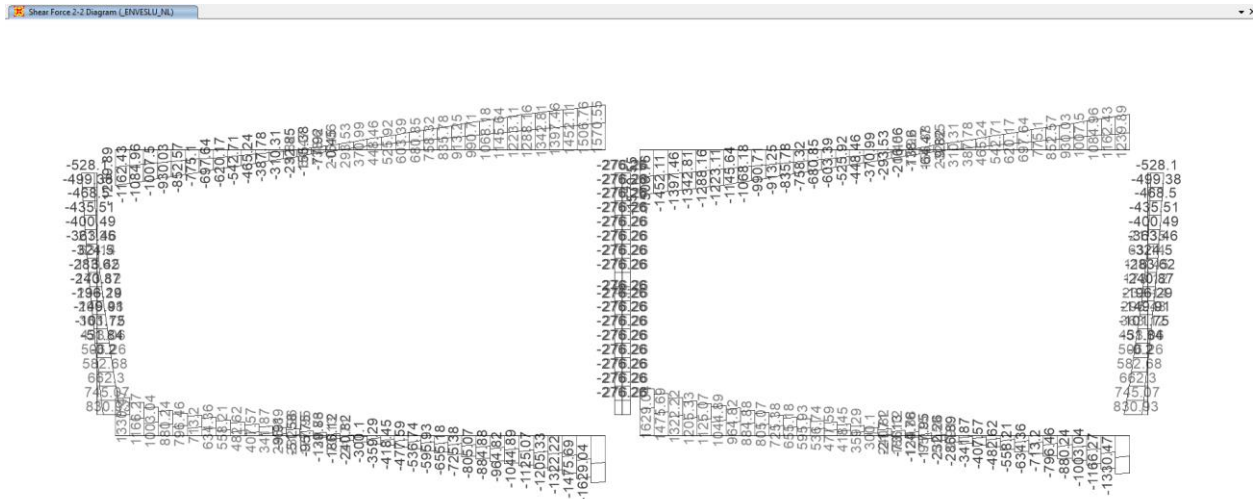


Figura 11-60 Involuppo diagramma del taglio – ENV_SLU

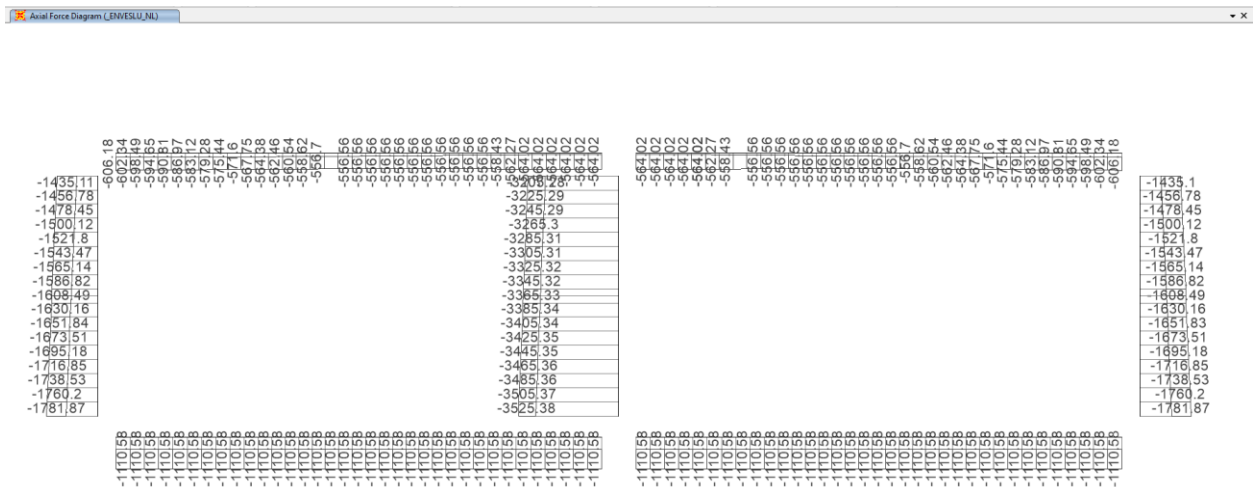


Figura 11-61 Involuppo diagramma dello sforzo normale – ENV_SLU

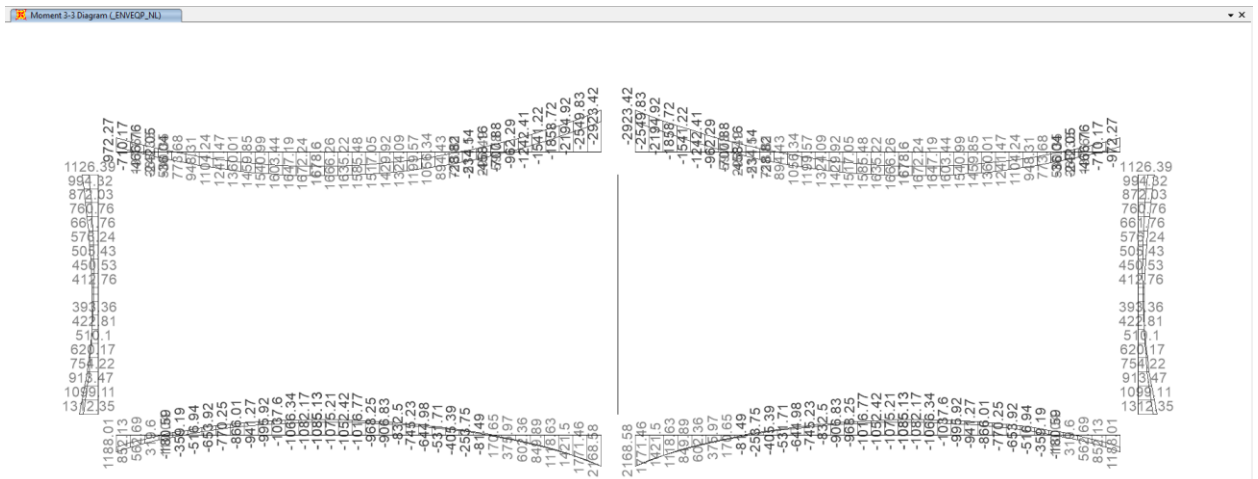


Figura 11-65 Involuppo diagramma del momento flettente – ENV_SLE QUASI PERMANENTE

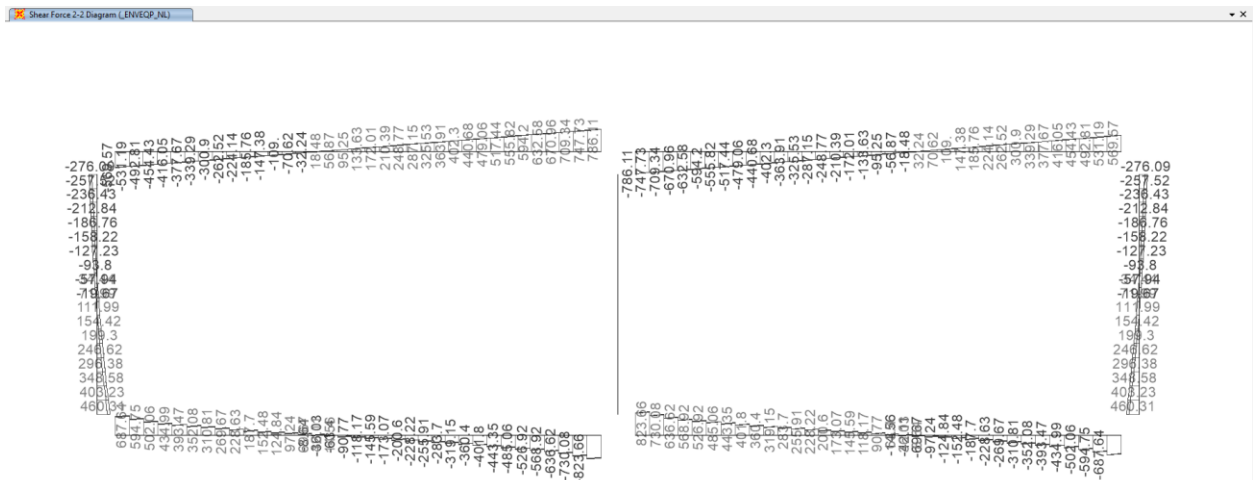


Figura 11-66 Involuppo diagramma del taglio – ENV_SLE QUASI PERMANENTE

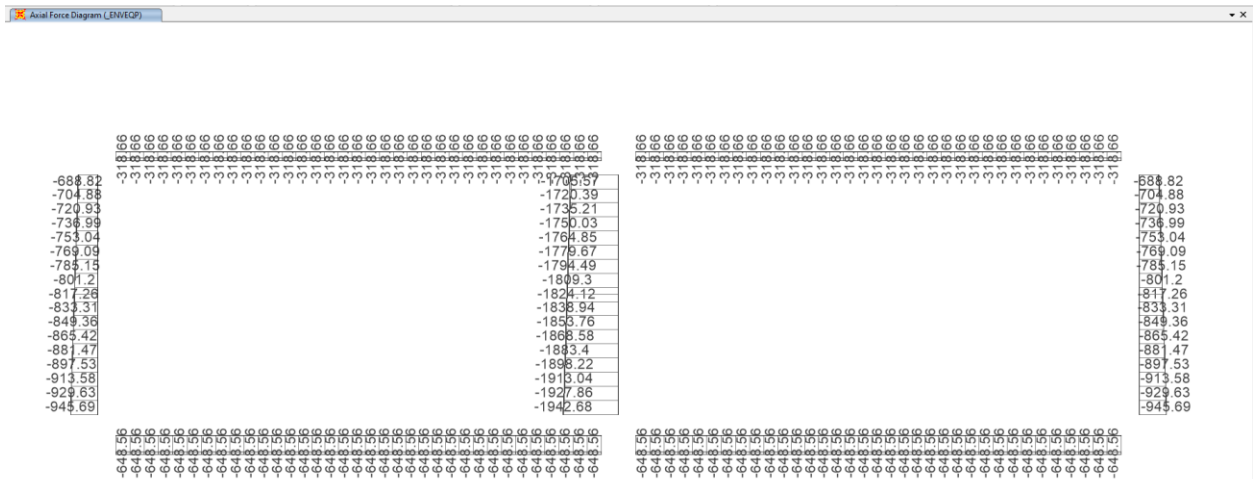


Figura 11-67 Involuppo diagramma dello sforzo normale – ENV_SLE QUASI PERMANENTE

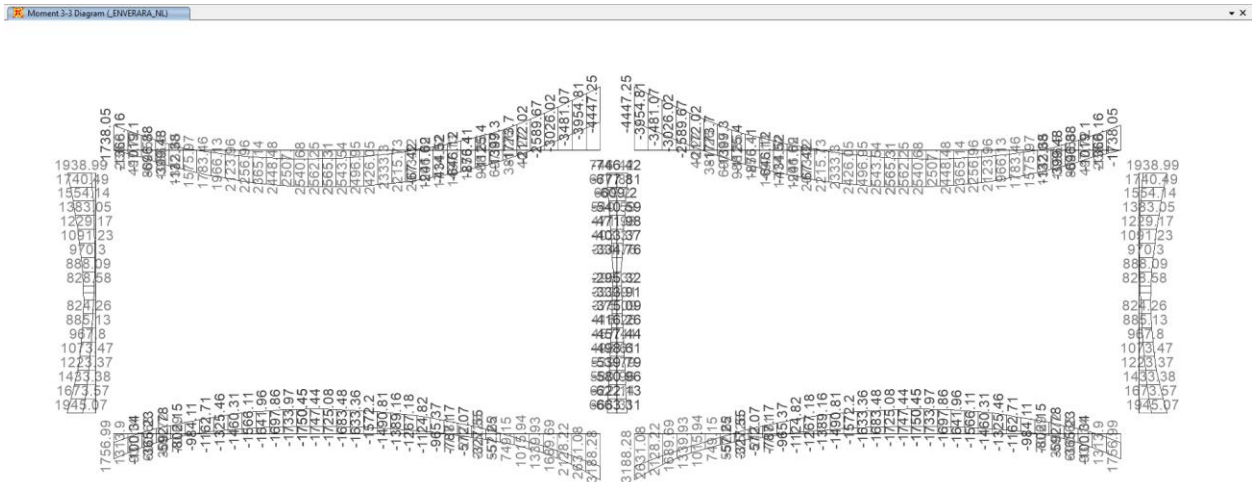


Figura 11-68 Involuppo diagramma del momento flettente – ENV_SLE RARA

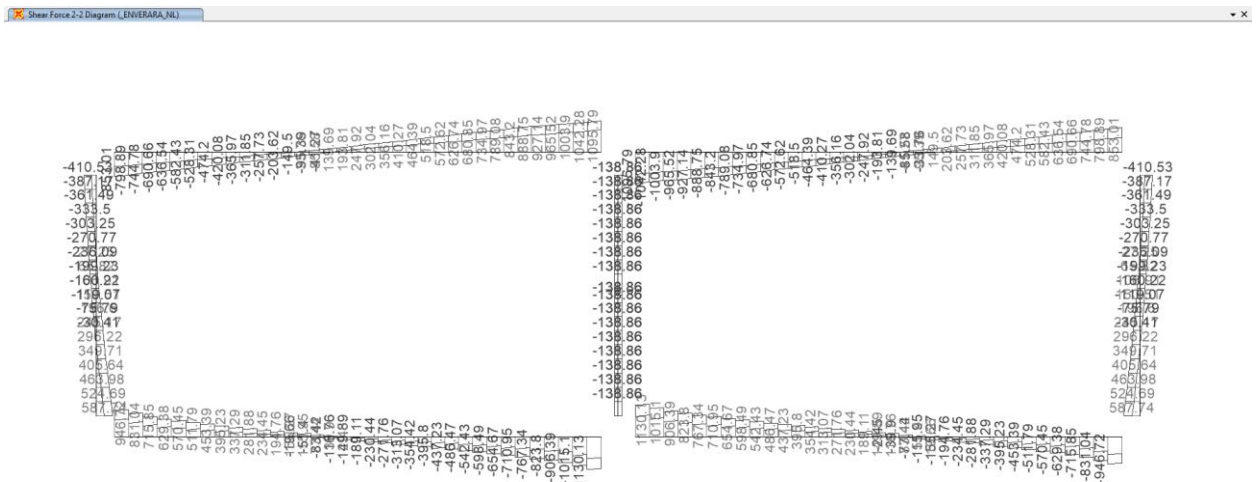


Figura 11-69 Involuppo diagramma del taglio – ENV_SLE RARA

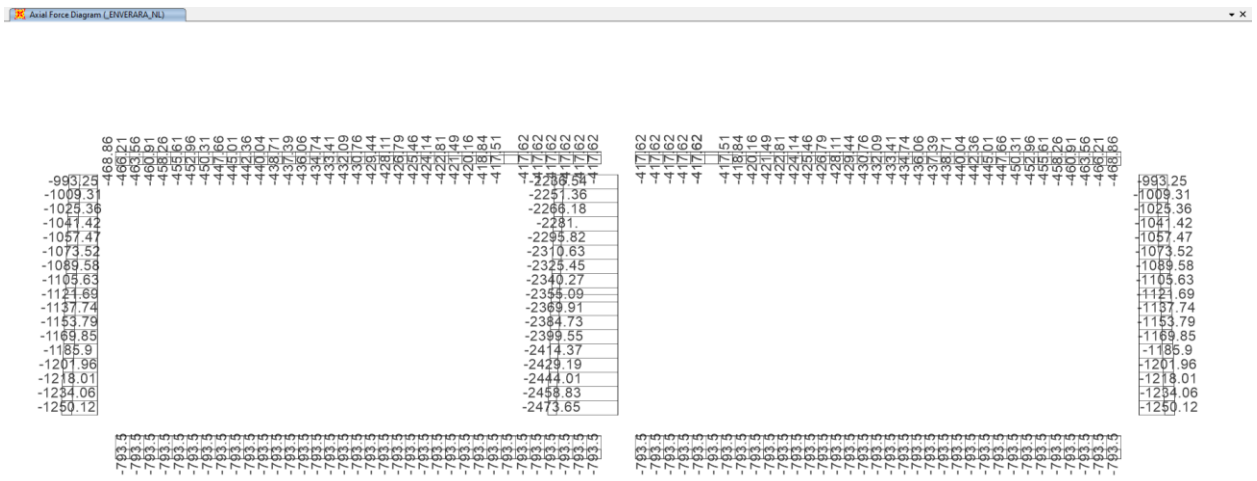


Figura 11-70 Involuppo diagramma dello sforzo normale – ENV_SLE RARA

I tabulati per esteso verranno riportati nel documento ESRCCA03GA16000RC002A allegato alla presente relazione.

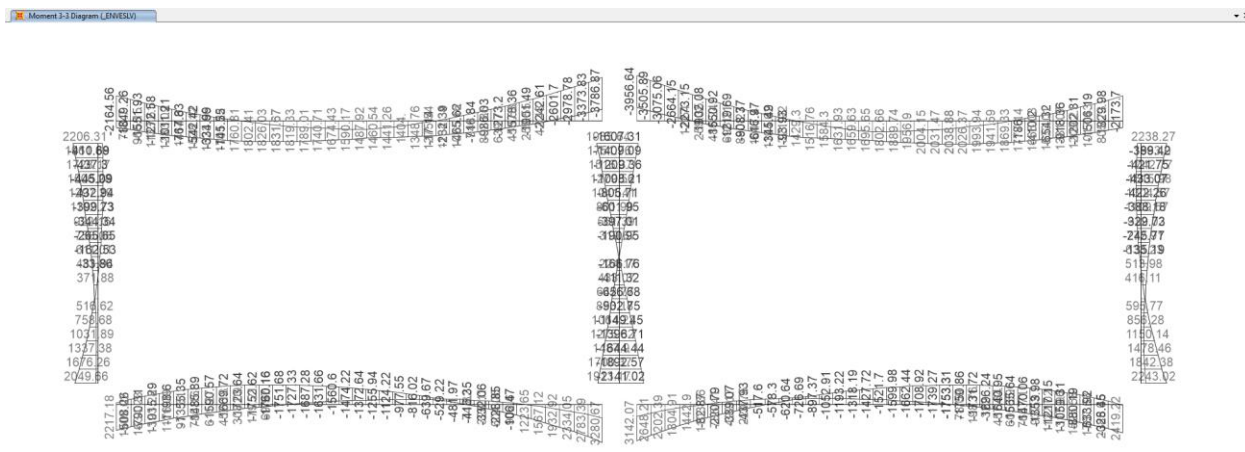


Figura 11-74 Involuppo diagramma del momento flettente – ENV_SLV

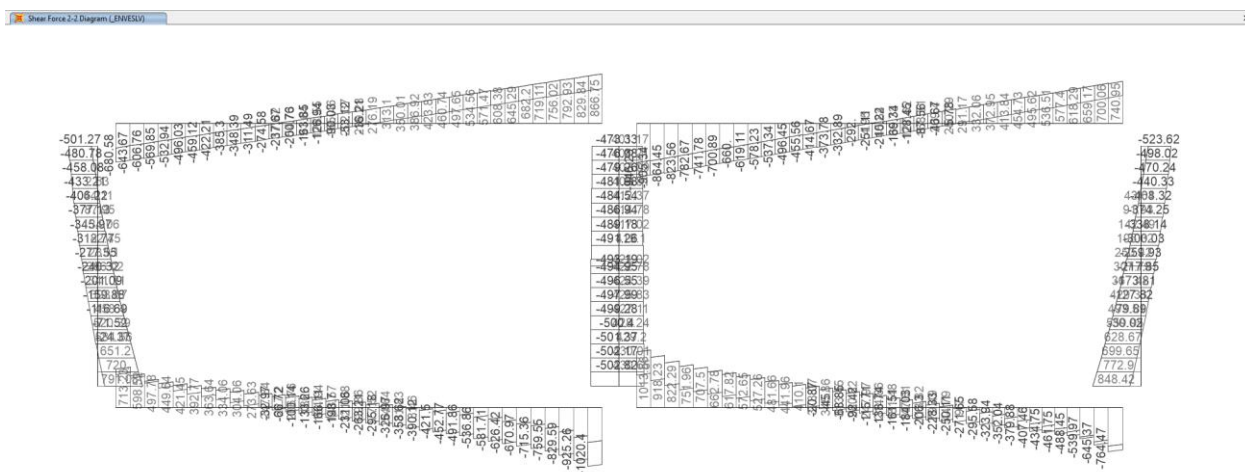


Figura 11-75 Involuppo diagramma del taglio – ENV_SLV

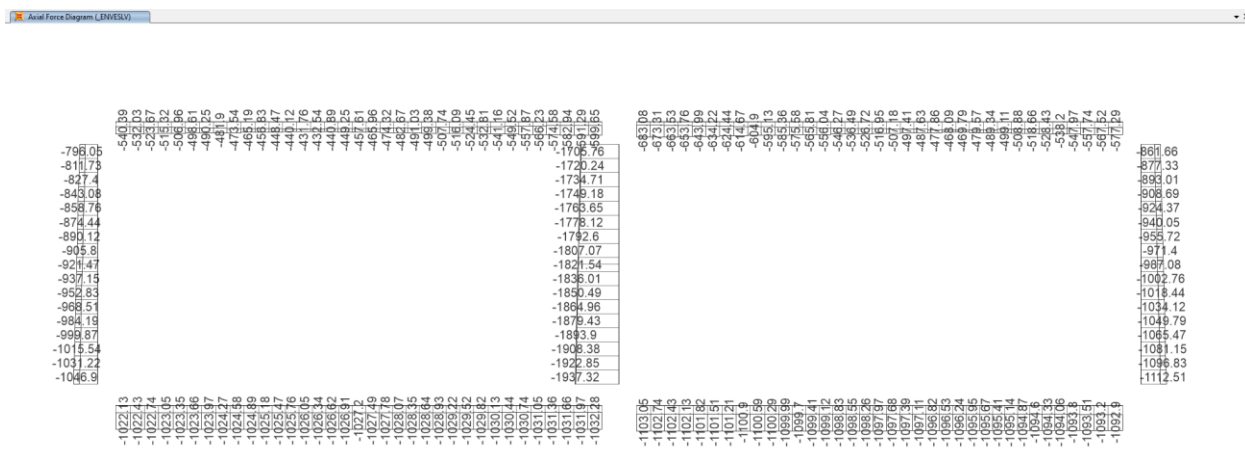


Figura 11-76 Involuppo diagramma dello sforzo normale – ENV_SLV

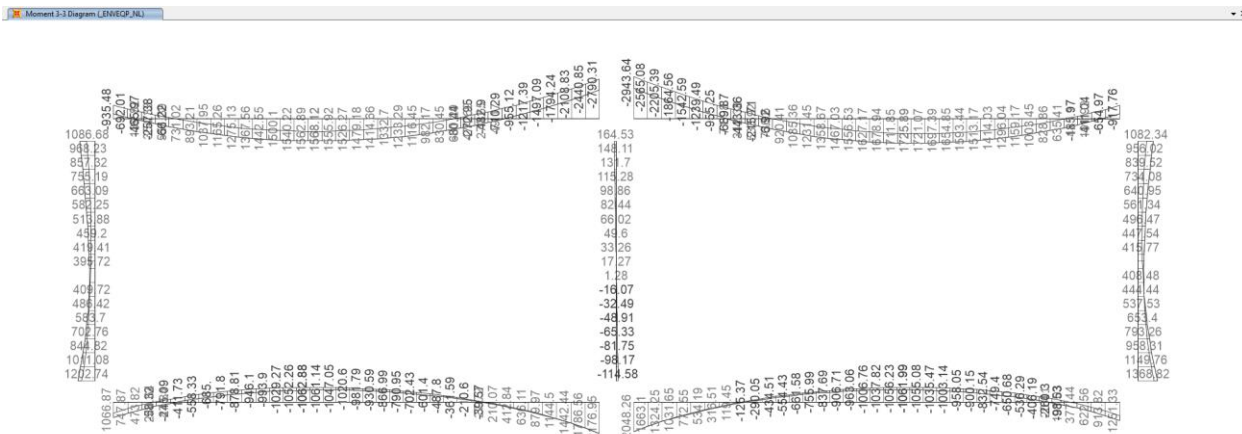


Figura 11-77 Involuppo diagramma del momento flettente – ENV_SLE QUASI PERMANENTE

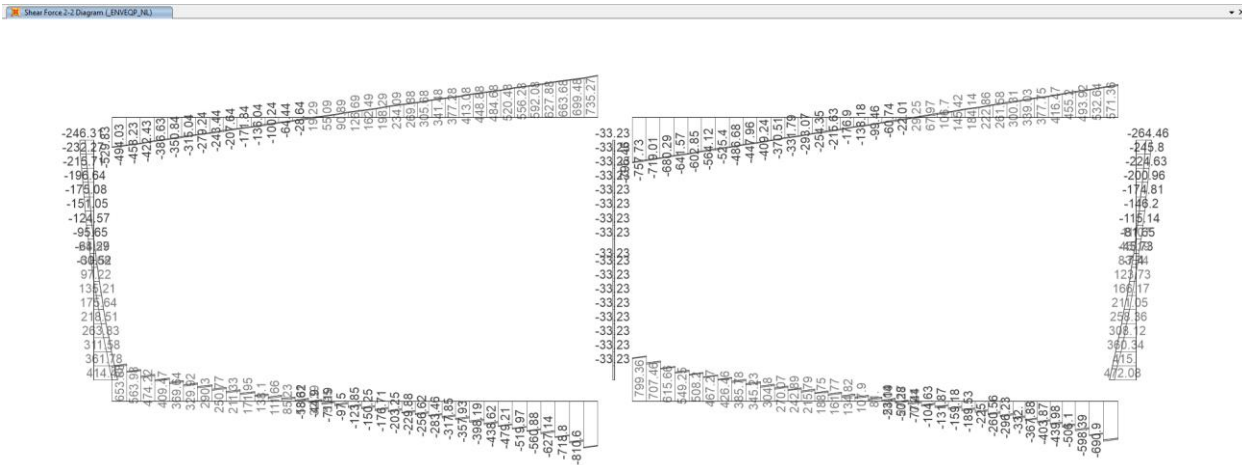


Figura 11-78 Involuppo diagramma del taglio – ENV_SLE QUASI PERMANENTE

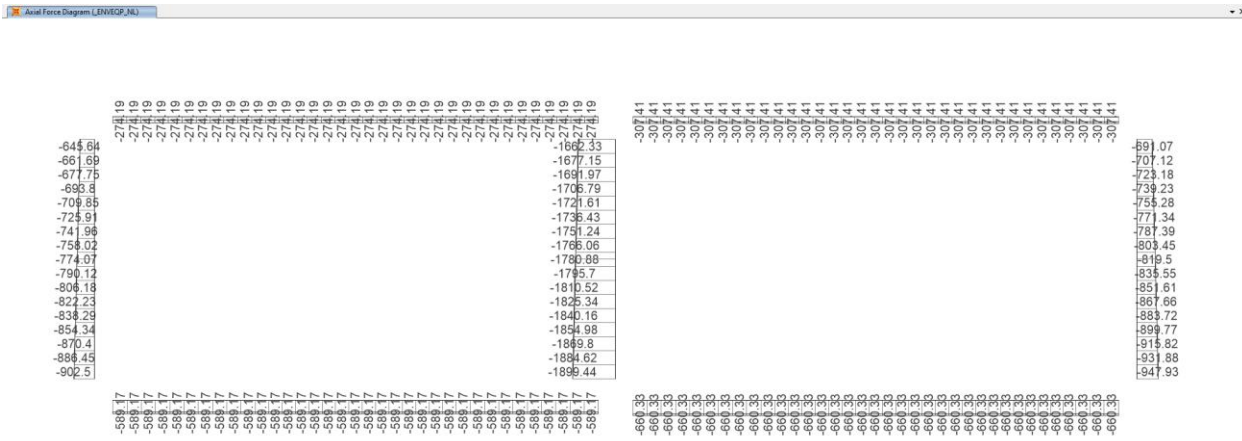


Figura 11-79 Involuppo diagramma dello sforzo normale – ENV_SLE QUASI PERMANENTE

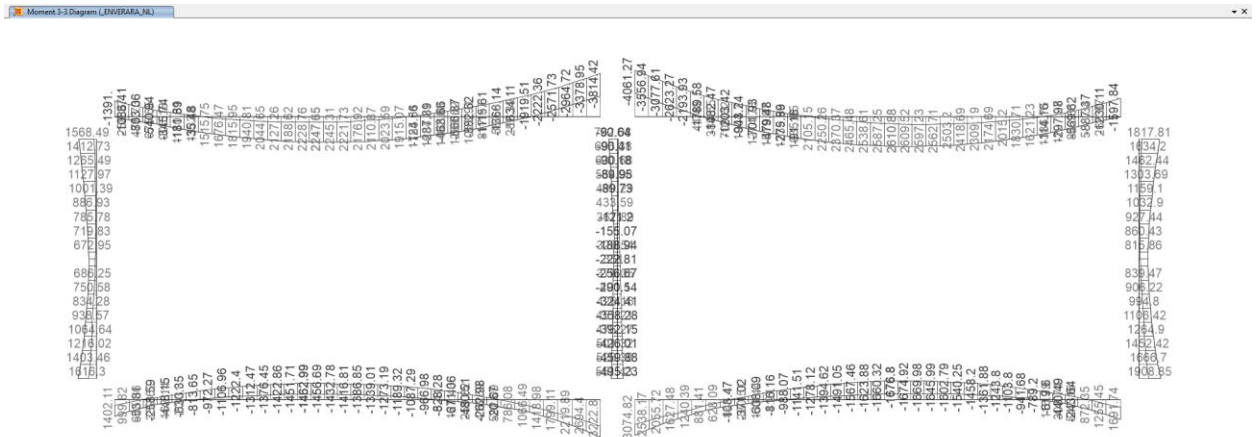


Figura 11-80 Involuppo diagramma del momento flettente – ENV_SLE RARA

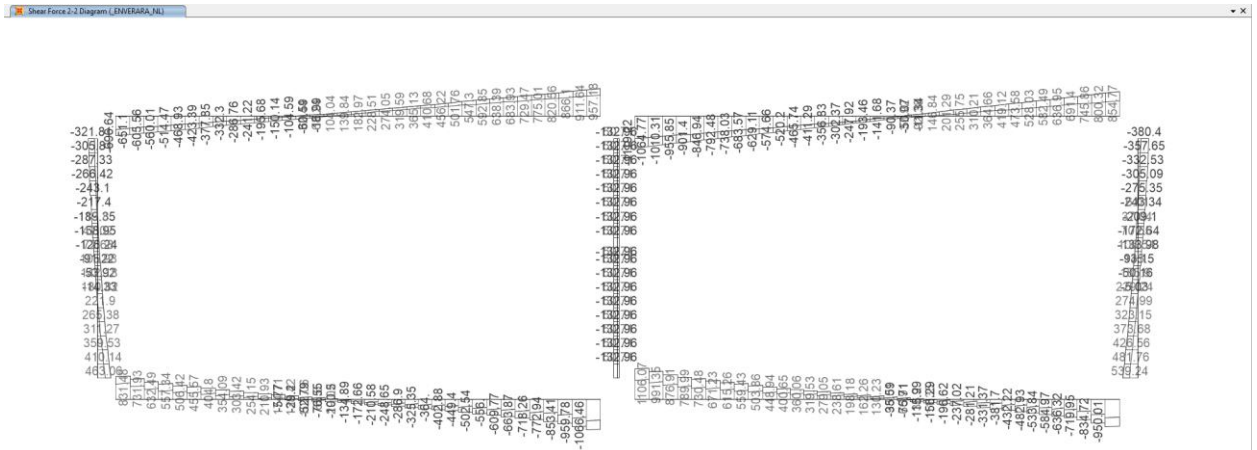


Figura 11-81 Involuppo diagramma del taglio – ENV_SLE RARA

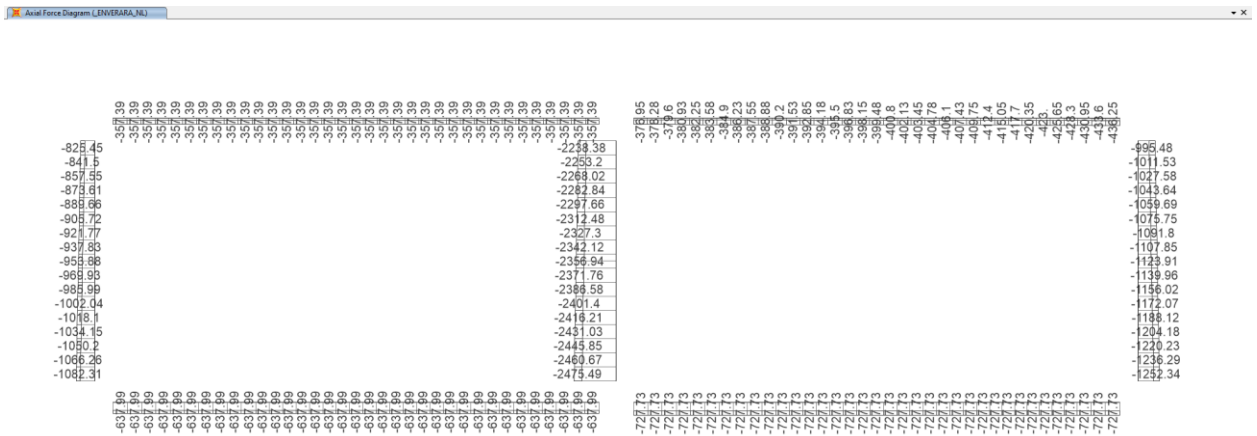


Figura 11-82 Involuppo diagramma dello sforzo normale – ENV_SLE RARA

I tabulati per esteso verranno riportati nel documento ESRCCA03GA16000RC002A allegato alla presente relazione.

12. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI ZONA I

In questo capitolo sono riportate le verifiche strutturali effettuate secondo i criteri definiti al capitolo 10, per ogni elemento strutturale che caratterizza la galleria oggetto della presente.

12.1. SOLETTA SUPERIORE

Si riportano degli schemi grafici che mostrano i dettagli della soluzione progettuale, in sezione trasversale e longitudinale della soletta superiore per l'armatura "a flessione" e "a taglio".

Schematizzazione armatura a flessione:

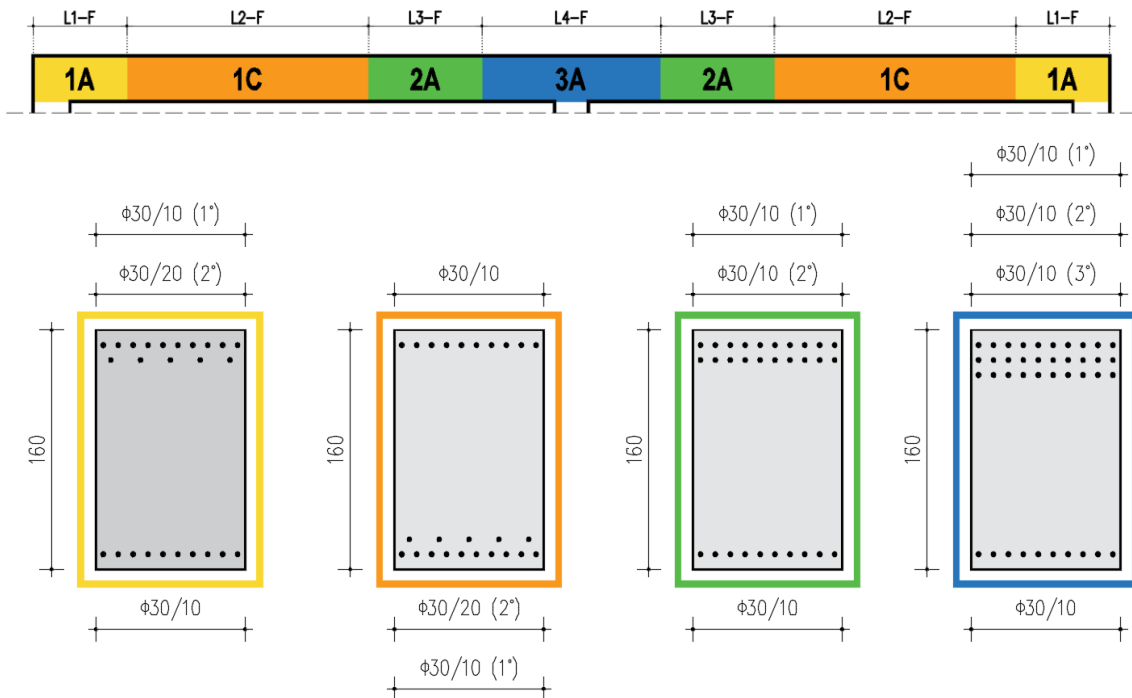


Figura 12-1 Differenziazione in zone dell'armatura principale a flessione e corrispettive viste in sezione

La soletta superiore è caratterizzata da altezza 1,6m ed armatura corrente longitudinale di $\Phi 30/10$ sia al lembo superiore che inferiore con l'aggiunta di strati ulteriori in corrispondenza delle diverse zone. L'armatura in direzione ortogonale è composta da armatura di ripartizione con barre $\Phi 26$ e da distanziatori con barre $\Phi 30$.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti dei momenti valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale $N = 0$ kN:

Sezione 1A	Sezione 1C	Sezione 2A	Sezione 3A
L1-F [m]	L2-F [m]	L3-F [m]	L4-F [m]
2.50	9.50	3.50	4.30
M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]
3972	5785	3983	4121
M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]
5785	3972	7595	10725

Sono rispettati i seguenti minimi di armatura:

- Armatura principale $\rho \geq 0.26 * f_{ctm} / f_y * A_c = 0.16\% A_c$ sia al lembo teso che compresso [EC2-1-1 §9.2.1.1]

- Armatura di ripartizione orizzontale non minore del 20% dell'armatura principale [EC2-1-1 §9.3.1.1]

Schematizzazione armatura a taglio:

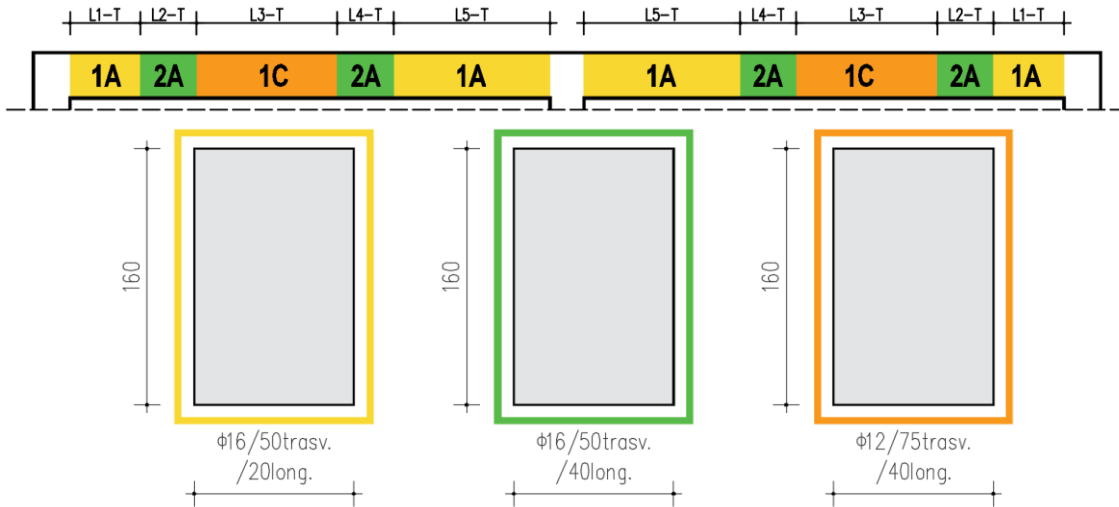


Figura 12-2 Differenziazione in zone dell'armatura principale a taglio

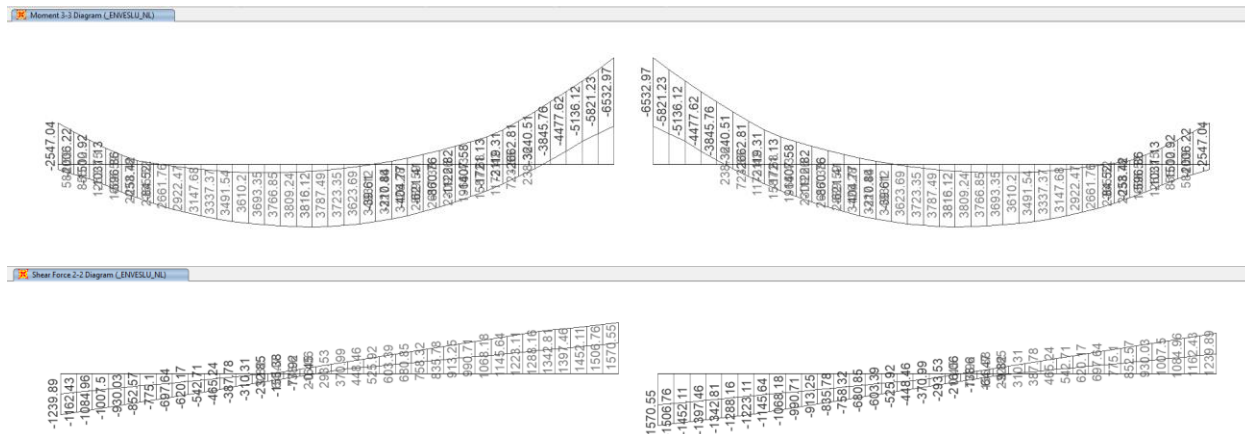
Viene disposta armatura a taglio caratterizzata da spilli verticali $\Phi 16$ con differente passo a seconda delle necessità; in direzione longitudinale alla galleria invece è stato mantenuto un passo costante di 40cm. Nella zona in cui non è necessaria armatura a taglio (1C) sono stati disposti spilli $\Phi 12$; in quest'ultimo caso, nelle verifiche, è stato considerato un valore del taglio resistente pari a quello derivante dalla sezione non armata.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti del taglio valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo per ogni zona:

Sezione 1A	Sezione 2A	Sezione 1C	Sezione 2A	Sezione 1A
L1-T [m]	L2-T2 [m]	L3-T [m]	L4-F [m]	L5-T [m]
2.50	2.00	5.00	2.00	5.55
V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]
1839	919	605	919	1839

12.1.1. Verifiche SLU

Si riportano nel seguito gli output degli elementi della soletta superiore in termini di sollecitazioni interne per l'involuppo delle combinazioni SLU e l'involuppo delle combinazioni sismiche SLV.



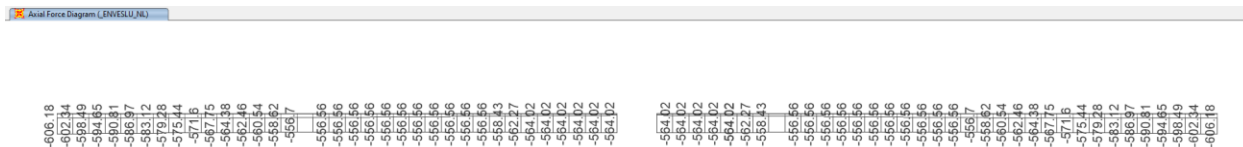


Figura 12-3 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Inviluppo delle combinazioni SLU

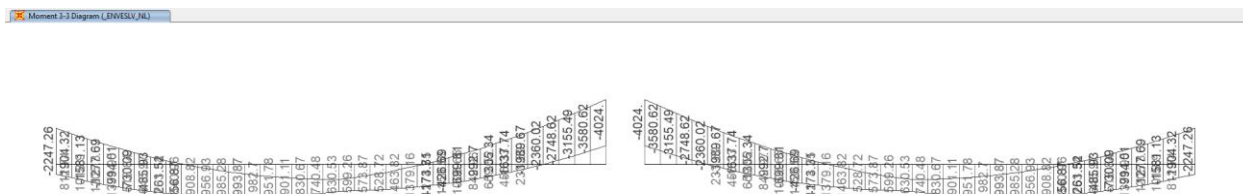


Figura 12-4 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Inviluppo delle combinazioni SLV

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei in combinazione SLU e in combinazione sismica SLV:

Tabella 5 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLU

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	STR-39-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-606.2	-2547.0	-1146.6
N _{min}	STR-41-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-41.5	-2720.8	1397.2
M _{max}	STR-17-NL	Soletta superiore - canna SX	Mezzeria	-127.8	3816.1	22.3
M _{min}	STR-37-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-564.0	-6533.0	1488.4
V _{max}	STR-31-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-504.9	-4124.7	1570.5
V _{min}	STR-27-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-599.0	-2454.1	-1240.0

Tabella 6 Massime e minime sollecitazioni per combinazione sismica SLV

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	SLV-02-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-685.5	-4024	929.4
N _{min}	SLV-03-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-169.2	-1154.7	664.1
M _{max}	SLV-04-NL	Soletta superiore - canna SX	≈ Mezzeria	-372.7	1993.9	3.1
M _{min}	SLV-02-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-685.5	-4024.0	929.4
V _{max}	SLV-02-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-685.5	-4024.0	929.4
V _{min}	SLV-03-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-490.5	-1672.1	-739.2

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria.

Nel software di calcolo SAP2000 l'azione assiale di compressione ha segno negativo e il momento negativo tende le fibre superiori.

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si riportano le verifiche a presso-flessione per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software VCA SLU:

Sezione circa di mezzeria

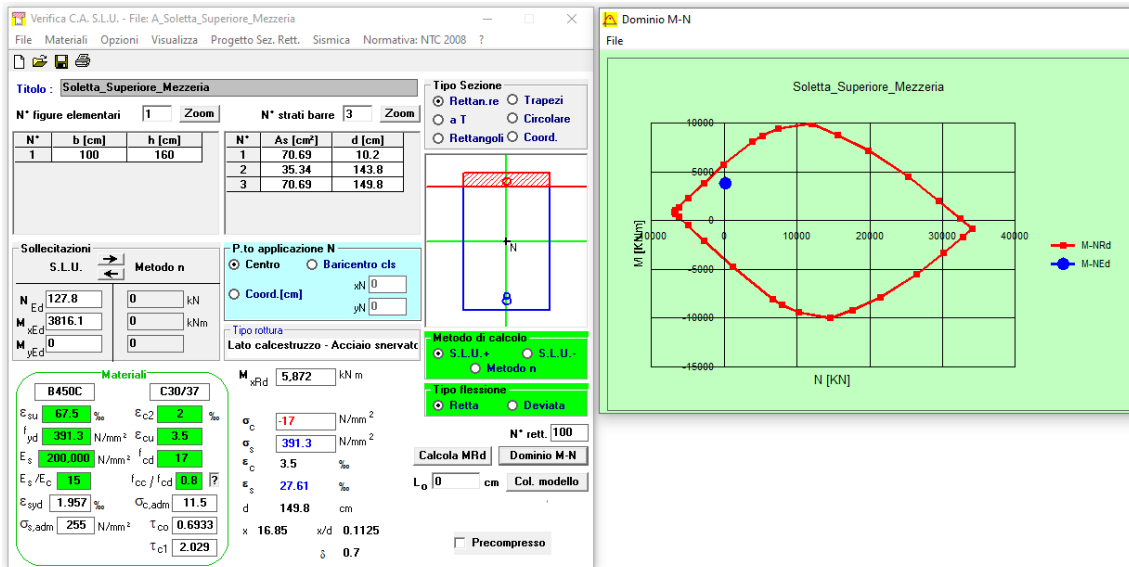


Figura 12-5 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di mezzeria

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.650$

Sezione di appoggio DX (lato piedritto centrale)

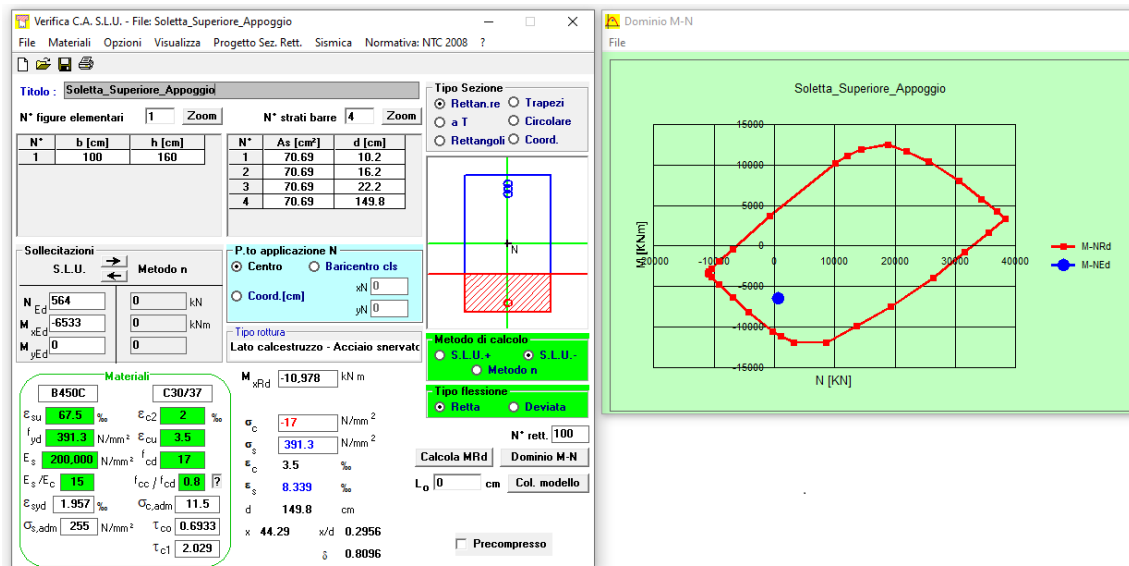


Figura 12-6 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di appoggio DX

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.595$

Si riportano i diagrammi di momento flettente per le combinazioni SLU e SLV (per la soletta superiore lato canna sinistra) ai quali sono stati sovrapposti i diagrammi di momento resistente ottenuti per la condizione, a favore di sicurezza, con sforzo normale nullo:

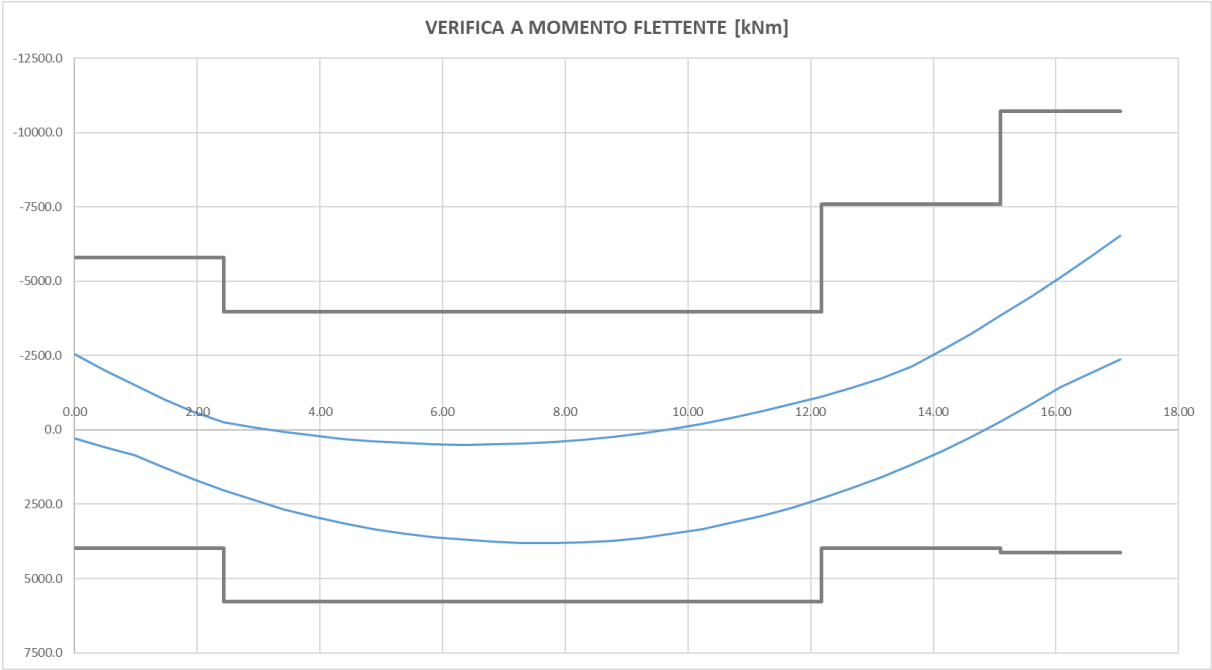


Figura 12-7 Diagramma momento flettente sollecitante e resistente – Combinazione SLU

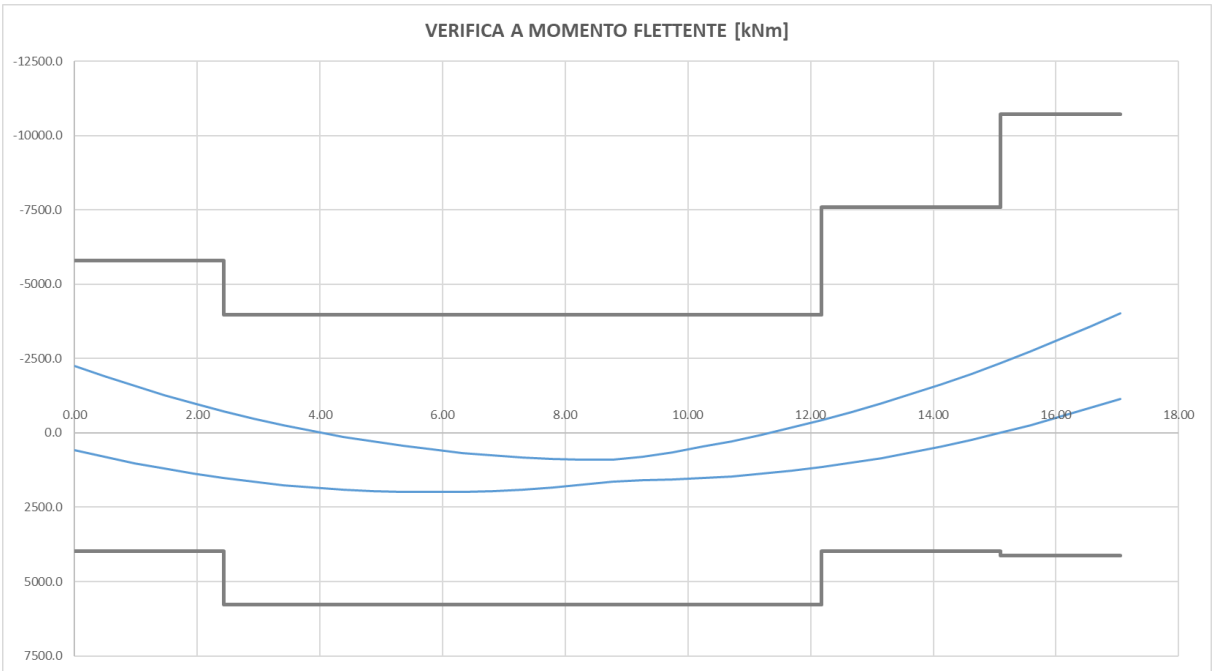


Figura 12-8 Diagramma momento flettente sollecitante e resistente – Combinazione SLV

VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni maggiormente sollecitate sia in corrispondenza della zona in cui è necessaria armatura a taglio sia in corrispondenza della zona in cui non è necessaria armatura a taglio:

Sezione non armata a taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con	$V_{Rd} \geq V_{Ed}$	(4.1.13)
dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.		
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con		
	$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	(4.1.14)
con		
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$		
e dove		
d	è l'altezza utile della sezione (in mm);	
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);	
b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).	

	V_{Ed}	542.7	kN
	N_{Ed}	571.6	kN
	Rck	37.0	N/mm ²
	f_{ck}	30.71	N/mm ²
	α_{cc}	0.85	<i>Applicare</i>
	γ_c	1.5	
	FC	1.0	
	f_{cd}	17.4	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	1600	mm
	c	100	mm
	d	1500	mm
Geometria acciaio	f	30	mm
	n°	10	
	A_{sl}	7065.00	mm ²
	ρ_l	0.005	
	σ_{cp}	0.4	N/mm ²
	k	1.3651	
	v_{min}	0.3094	
		679.1	kN
		544.4	kN
	V_{Rd}	679.1	kN
	SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

Figura 12-9 Verifica a Taglio – Sezione non armata a taglio

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.799$

Sezione armata a taglio – Appoggio DX (lato piedritto centrale)

V_{rd}	=	1,839	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	1,570	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1,839	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	5,185	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	505	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	150.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	16	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	1004.8	mm ²	Area armatura trasversale
	=	5	cm	n°braccia staffe
s	=	50	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.854$

Si riportano i diagrammi di taglio sollecitante per le combinazioni SLU e SLV (per la soletta superiore lato canna sinistra) ai quali sono stati sovrapposti i diagrammi di taglio resistente ottenuti per la condizione, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo:

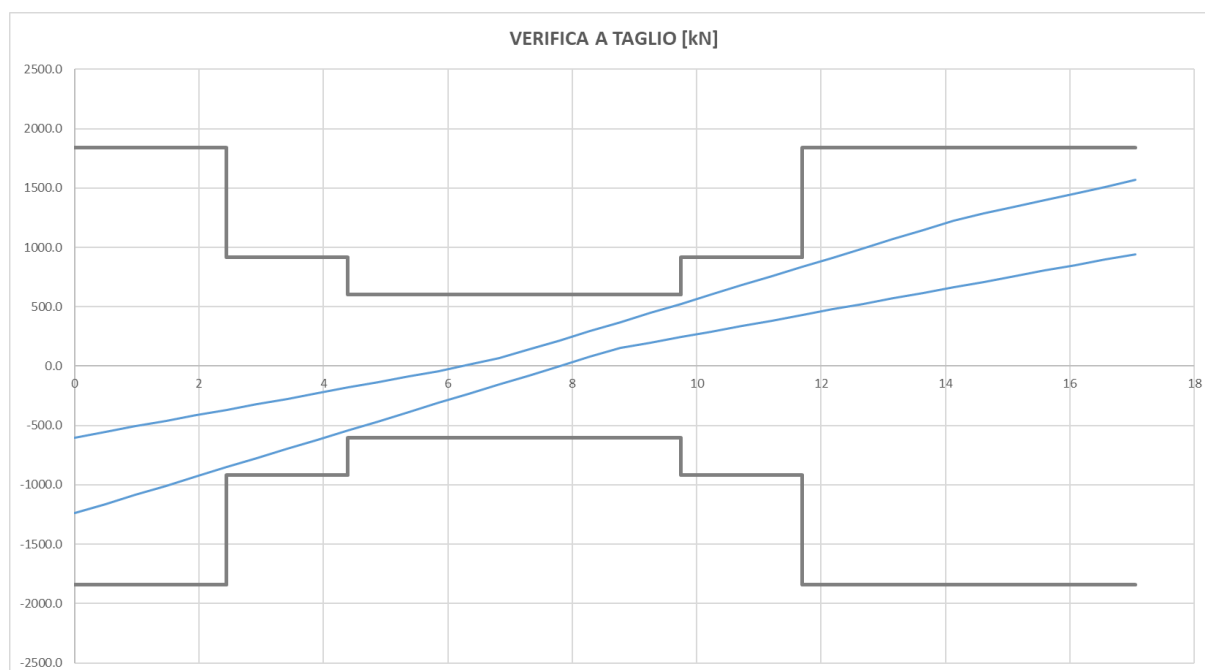


Figura 12-10 Diagramma taglio sollecitante e resistente – Combinazione SLU

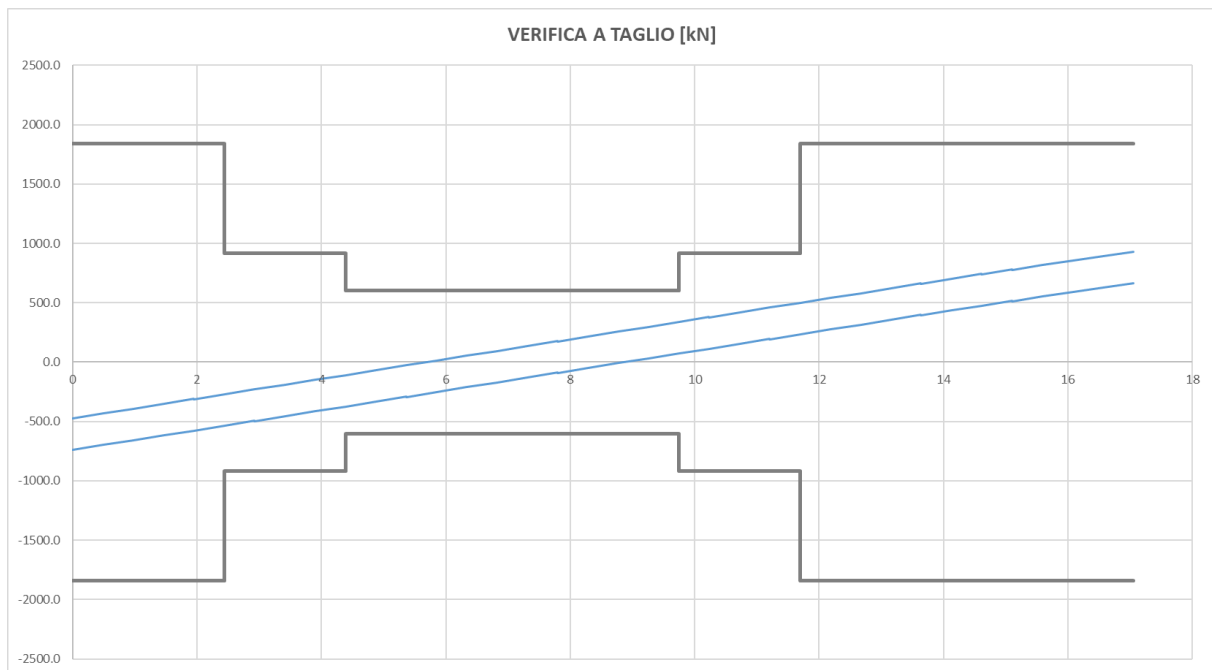


Figura 12-11 Diagramma taglio sollecitante e resistente – Combinazione SLV

12.1.2. Verifiche SLE

Per lo stato limite delle tensioni d'esercizio (Rif. NTC 2008, § 4.1.2.2.5) degli elementi strutturali in c.a. si adottano i seguenti limiti:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo C30/37:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
- Combinazione di carico quasi-permanente $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 8.1 \text{ N/mm}^2$

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Verifiche a fessurazione

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture*, par. 2.5.1.8.3.2.4, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$ per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$ per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

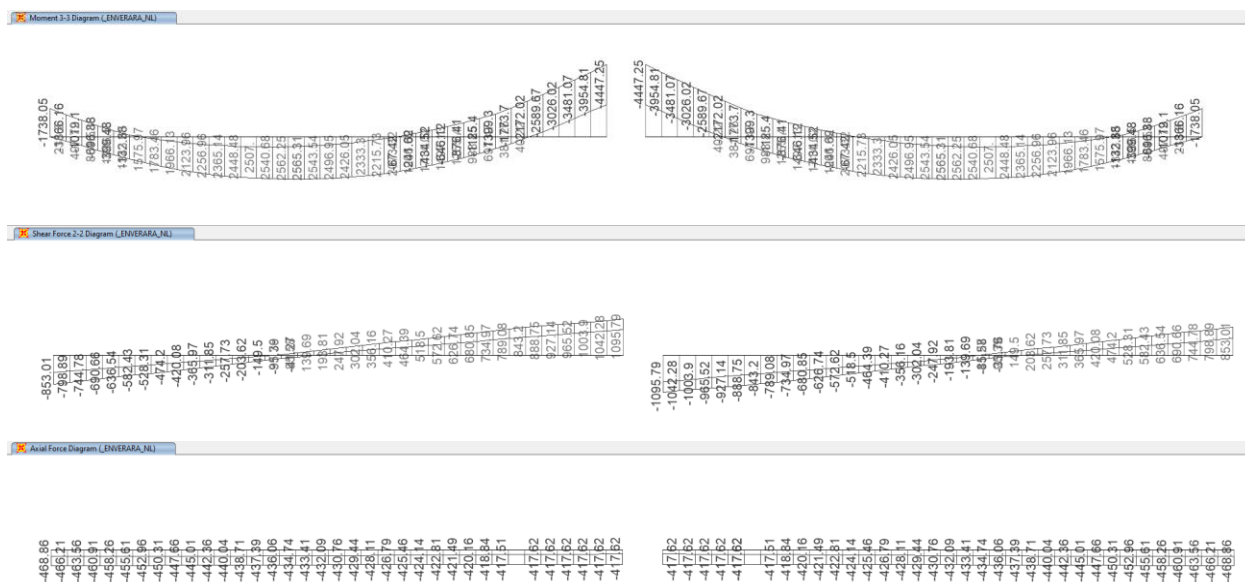


Figura 12-12 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLE Rara

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei della soletta superiore in combinazione SLE Rara:

Tabella 7 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLE Rara

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	RARA-39-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-468.9	-1738.0	-788.9
N _{min}	RARA-41-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-111.7	-2037.4	980.4
M _{max}	RARA-17-NL	Soletta superiore - canna SX	Mezzeria	-172.6	2565.3	19.2
M _{min}	RARA-37-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-417.6	-4447.3	1030.1
V _{max}	RARA-31-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-372.5	-2932.0	1095.8
V _{min}	RARA-29-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-464.9	-1680.0	-853.0

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria. L'azione assiale di compressione ha segno negativo.

VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO

Si riportano le verifiche della limitazione delle tensioni e apertura delle fessure in esercizio per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software ENG8:

Sezione circa di mezzeria

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-173.0	0.000	0.000	-2565.0	0

asse neutro: da x=-500.000 y=1096.278 a x=500.000 y=1096.278

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-6.01	0.00	177.84	-71.85

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

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

dove:

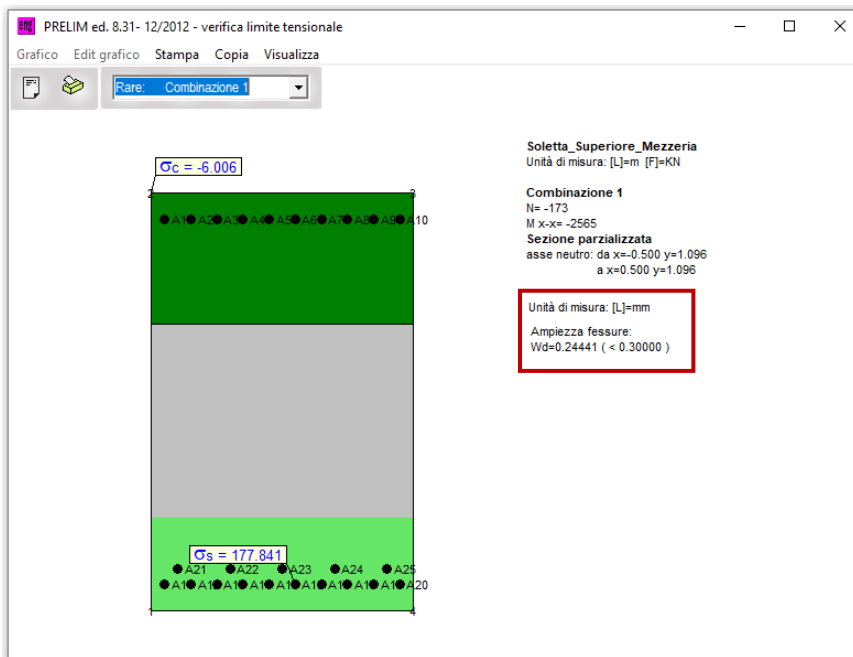
$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazione Rara

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cia,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k
1	1060..	357000..	0.0297	174.26	87...	30.0	0.523	0.50	467...	0.2444

(<0.3)



Le verifiche risultano soddisfatte.

Sezione di appoggio DX (lato piedritto centrale)

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-417.6	0.000	0.000	4447.3	0

asse neutro: da x=-500.000 y=666.124 a x=500.000 y=666.124

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-8.86	0.00	169.05	-112.61

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$\bar{w}_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{ert}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_{ft} \cdot f_{ct,ert} / \rho_{ert} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{ert})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazione Rara

comb	$A_{s,ert}$	$A_{c1a,ert}$	ρ_{ert}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	\bar{w}_k
1	2120..	304500..	0.0696	157.08	72...	30.0	0.605	0.50	318...	0.1925

(<0.2)

PRELIM ed. 8.31- 12/2012 - verifica limite tensionale

Grafico Edit grafico Stampa Copia Visualizza

Rare: Combinazione 1

Soletta_Superiore_Piedritto_Centrale
Unità di misura: [L]=m [F]=kN

Combinazione 1
N= -418
M x-x= 4447
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-0.500 y=0.666
a x=0.500 y=0.666

Unità di misura: [L]=mm
Ampiezza fessure:
Wd=0.19247 (< 0.20000)

$\sigma_c = -8.865$

$\sigma_s = 169.054$

Le verifiche risultano soddisfatte.

12.2. SOLETTA INFERIORE

Si riportano degli schemi grafici che mostrano i dettagli della soluzione progettuale, in sezione trasversale e longitudinale della soletta inferiore per l'armatura "a flessione" e "a taglio".

Schematizzazione armatura a flessione:

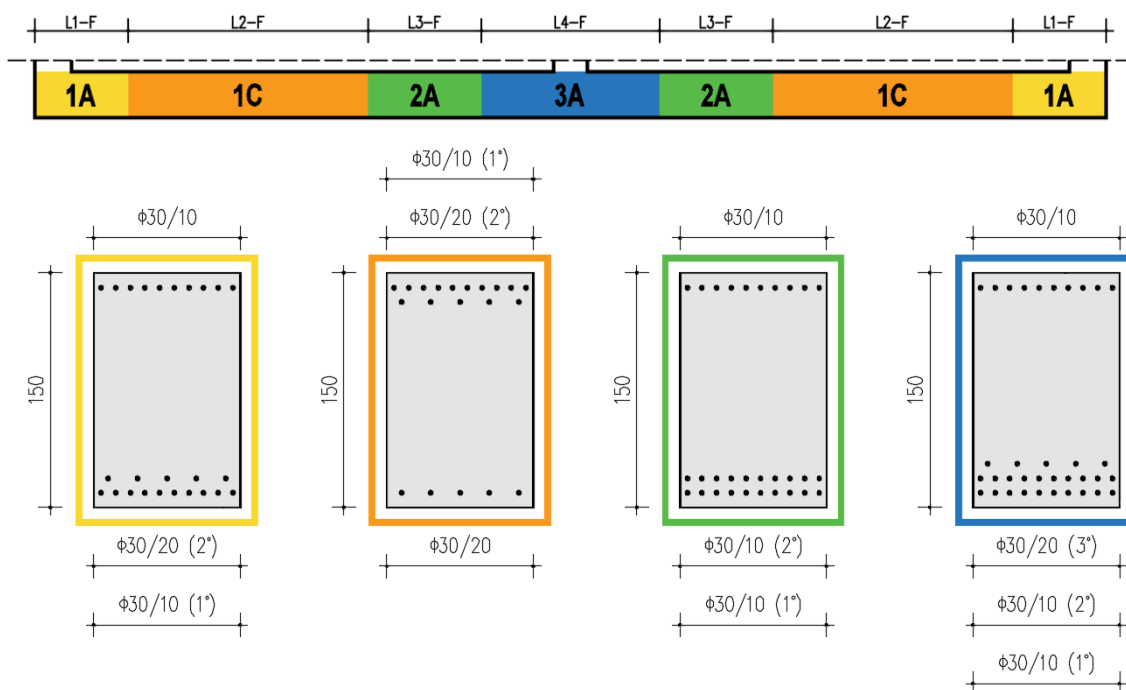


Figura 12-13 Differenziazione in zone dell'armatura principale a flessione e corrispettive viste in sezione

La soletta inferiore è caratterizzata da altezza 1,5m ed armatura corrente longitudinale di $\Phi 30/10$ al lembo superiore e di $\Phi 30/20$ al lembo inferiore con l'aggiunta di ferri aggiuntivi o di strati ulteriori in corrispondenza delle diverse zone. L'armatura in direzione ortogonale è composta da armatura di ripartizione con barre $\Phi 26$ e da distanziatori con barre $\Phi 30$.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti dei momenti valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale $N = 0$ kN:

Sezione 1A	Sezione 1C	Sezione 2A	Sezione 3A
L1-F [m]	L2-F [m]	L3-F [m]	L4-F [m]
2.50	8.80	5.75	1.50
M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]
5370	1933	3707	3793
M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]
3695	5370	7042	8533

Sono rispettati i seguenti minimi di armatura:

- Armatura principale $\rho \geq 0.26 \cdot f_{ctm} / f_y \cdot A_c = 0.16\% A_c$ sia al lembo teso che compresso [EC2-1-1 §9.2.1.1]
- Armatura di ripartizione orizzontale non minore del 20% dell'armatura principale [EC2-1-1 §9.3.1.1]

Schematizzazione armatura a taglio:

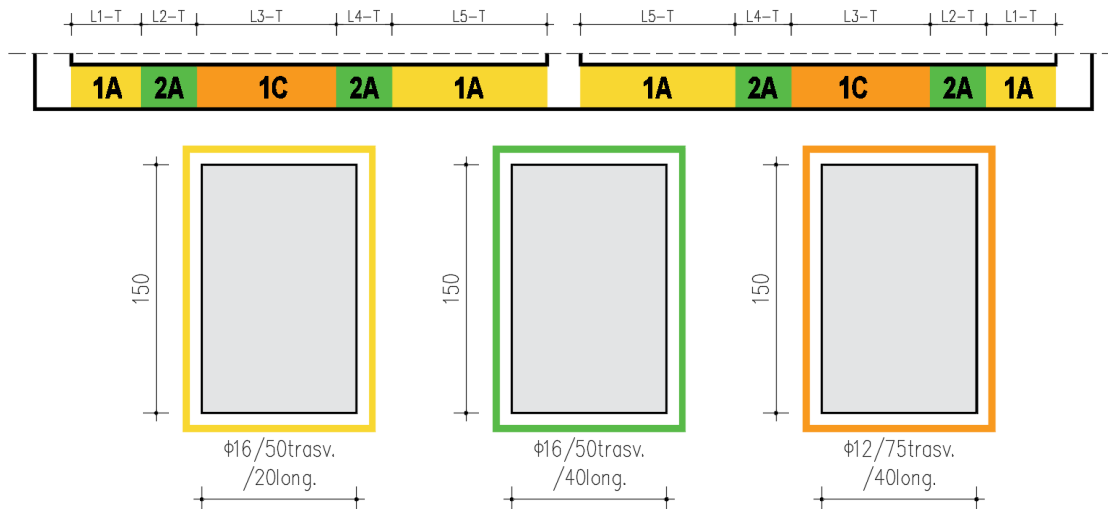


Figura 12-14 Differenziazione in zone dell'armatura principale a taglio

Viene disposta armatura a taglio caratterizzata da spilli verticali $\Phi 16$ con differente passo a seconda delle necessità; in direzione longitudinale alla galleria invece è stato mantenuto un passo costante di 40cm. Nella zona in cui non è necessaria armatura a taglio (1C) sono stati disposti spilli $\Phi 12$; in quest'ultimo caso, nelle verifiche, è stato considerato un valore del taglio resistente pari a quello derivante dalla sezione non armata.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti del taglio valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo per ogni zona:

Sezione 1A	Sezione 2A	Sezione 1C	Sezione 2A	Sezione 1A
L1-T [m]	L2-T2 [m]	L3-T [m]	L4-F [m]	L5-T [m]
2.50	2.00	5.50	2.00	5.05
V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]
1716	858	635	858	1716

12.2.1. Verifiche SLU

Si riportano nel seguito gli output degli elementi della soletta inferiore in termini di sollecitazioni interne per l'involuppo delle combinazioni SLU e l'involuppo delle combinazioni sismiche SLV.

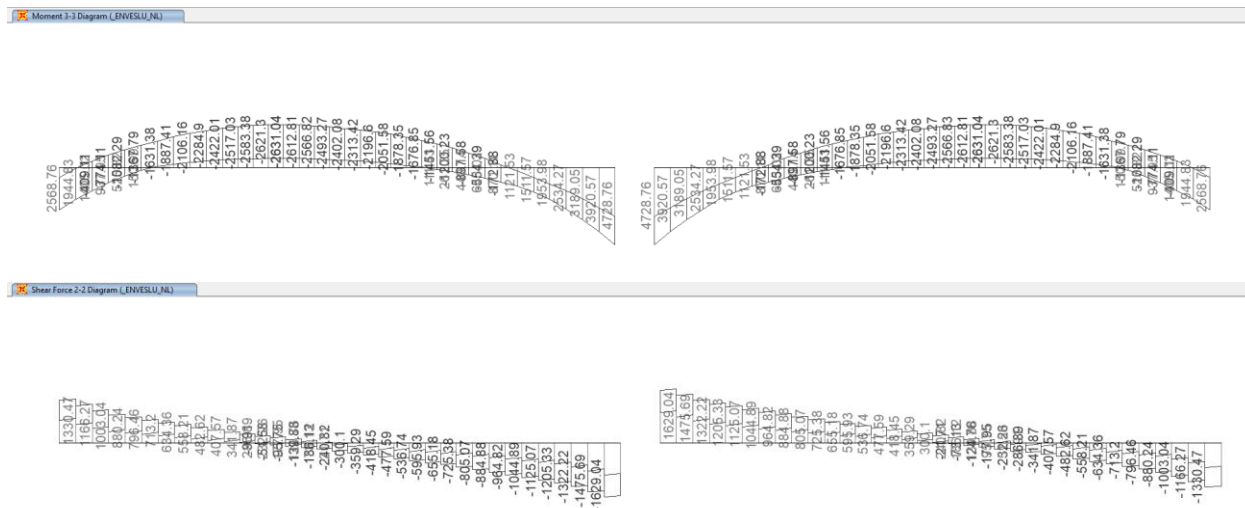




Figura 12-15 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLU

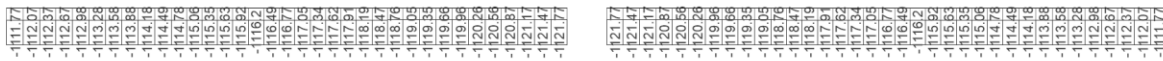
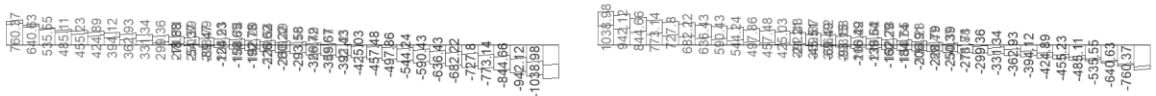


Figura 12-16 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLV

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei in combinazione SLU e in combinazione sismica SLV:

Tabella 8 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLU

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	STR-43-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-1110.6	3083.4	-1224.9
N _{min}	STR-39-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-411.6	600.4	1081.1
M _{max}	STR-26-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-494.4	4728.8	-1603.7
M _{min}	STR-33-NL	Soletta inferiore - canna SX	≈ Mezzeria	-501.2	-2631.0	32.6
V _{max}	STR-29-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio <u>S</u> X	-656.2	1128.6	1330.5
V _{min}	STR-26-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-494.4	3920.6	-1629.0

Tabella 9 Massime e minime sollecitazioni per combinazione sismica SLV

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	SLV-04-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-1121.8	1045.8	-579.4
N _{min}	SLV-01-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-350.0	3249.0	-1007.2
M _{max}	SLV-03-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-432.5	3272.9	-997.3
M _{min}	SLV-01-NL	Soletta inferiore - canna SX	≈ Mezzeria	-357.0	-1801.0	46.8
V _{max}	SLV-02-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-442.5	-113.8	760.4
V _{min}	SLV-03-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-350.0	2737.5	-1039.0

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria.

Nel software di calcolo SAP2000 l'azione assiale di compressione ha segno negativo e il momento negativo tende le fibre superiori.

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si riportano le verifiche a presso-flessione per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software VCA SLU:

Sezione di mezzzeria

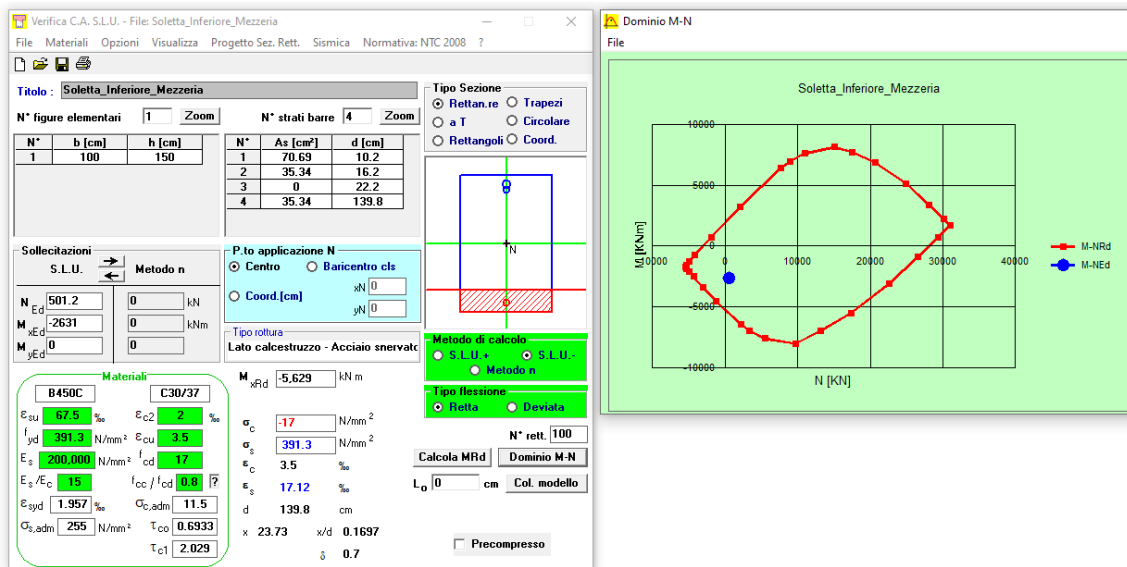


Figura 12-17 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di mezzzeria

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.467$

Sezione di appoggio DX (lato piedritto centrale)

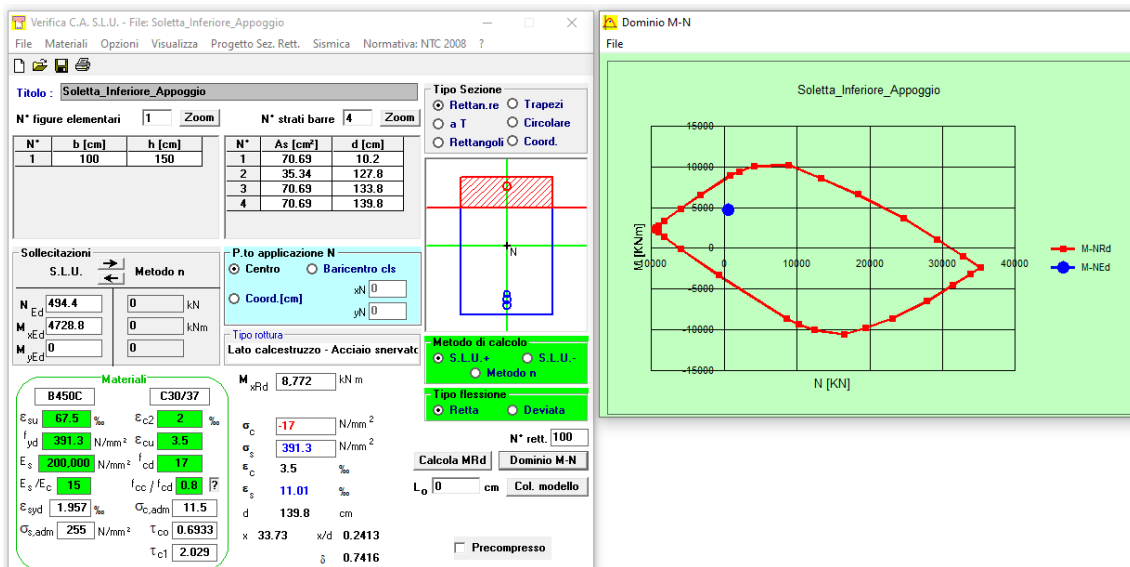


Figura 12-18 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di appoggio DX

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.539$

Si riportano i diagrammi di momento flettente per le combinazioni SLU e SLV (per la soletta inferiore lato canna sinistra) ai quali sono stati sovrapposti i diagrammi di momento resistente ottenuti per la condizione, a favore di sicurezza, con sforzo normale nullo:

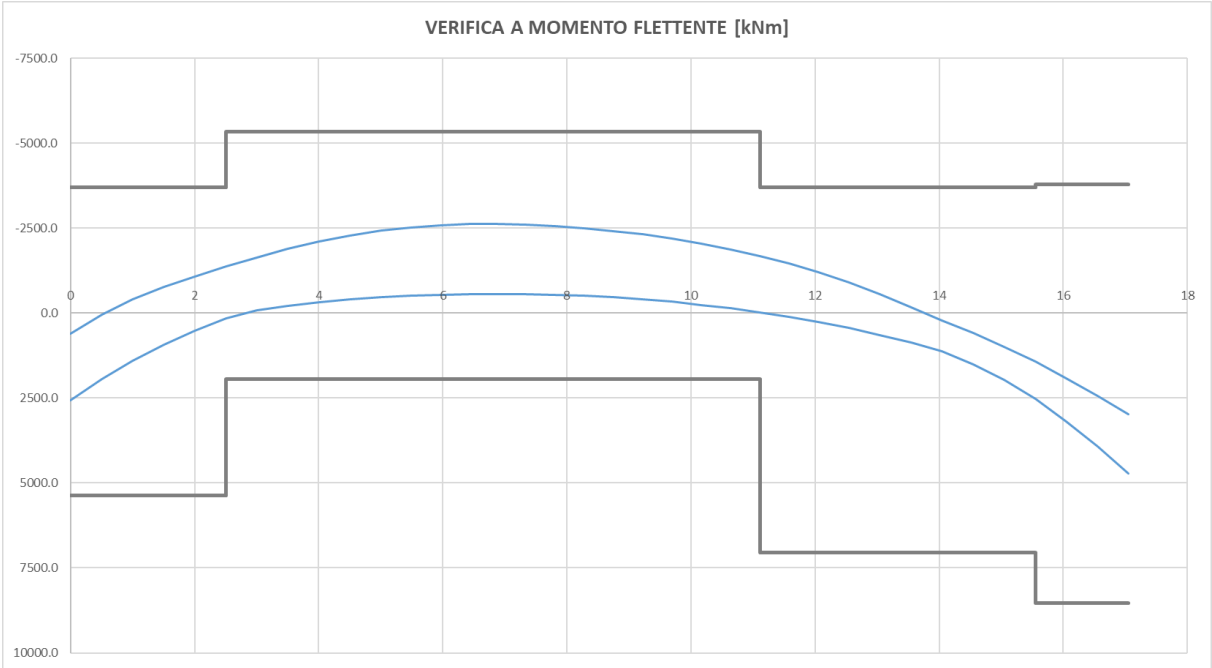


Figura 12-19 Diagramma momento flettente sollecitante e resistente – Combinazione SLU

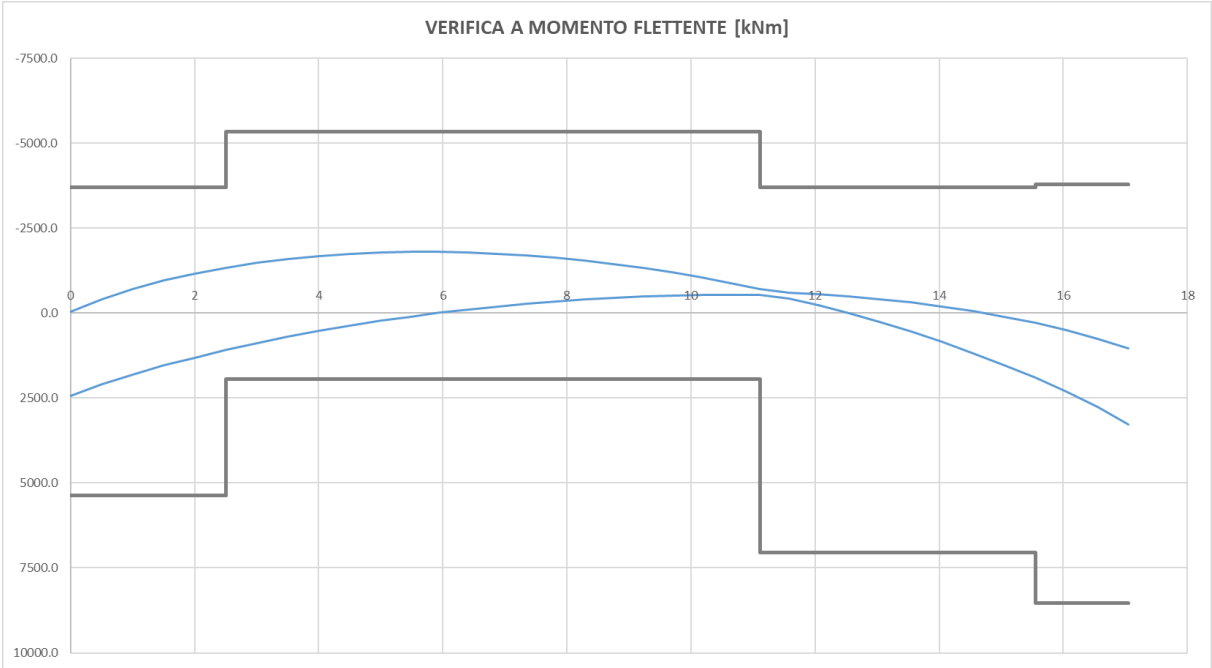


Figura 12-20 Diagramma momento flettente sollecitante e resistente – Combinazione SLV

VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni maggiormente sollecitate sia in corrispondenza della zona in cui è necessaria armatura a taglio sia in corrispondenza della zona in cui non è necessaria armatura a taglio:

Sezione non armata a taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con	$V_{Rd} \geq V_{Ed}$	(4.1.13)
dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.		
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con		
	$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	(4.1.14)
con		
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$		
e dove		
d	è l'altezza utile della sezione (in mm);	
$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$	è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$	è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);	
b_w	è la larghezza minima della sezione (in mm).	

	V_{Ed}	482.0	kN
	N_{Ed}	411.0	kN
	Rck	37.0	N/mm ²
	f_{ck}	30.71	N/mm ²
	α_{cc}	0.85	Applicare
	γ_c	1.5	
	FC	1.0	
	f_{cd}	17.4	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	1500	mm
	c	100	mm
	d	1400	mm
Geometria acciaio	f	30	mm
	n°	10	
	A_{sl}	7065.00	mm ²
	ρ_l	0.005	
	σ_{cp}	0.3	N/mm ²
	k	1.3780	
	v_{min}	0.3137	
		634.7	kN
		496.8	kN
	V_{Rd}	634.7	kN
	SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

Figura 12-21 Verifica a Taglio – Sezione non armata a taglio

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.759$

Sezione armata a taglio – Appoggio DX (lato piedritto centrale)

V_{rd}	=	1,716	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	1,629	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1,716	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	4,844	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	494	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	140.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	16	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	1004.8	mm ²	Area armatura trasversale
	=	5	cm	n°braccia staffe
s	=	50	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.949$

Si riportano i diagrammi di taglio sollecitante per le combinazioni SLU e SLV (per la soletta inferiore lato canna sinistra) ai quali sono stati sovrapposti i diagrammi di taglio resistente ottenuti per la condizione, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo:

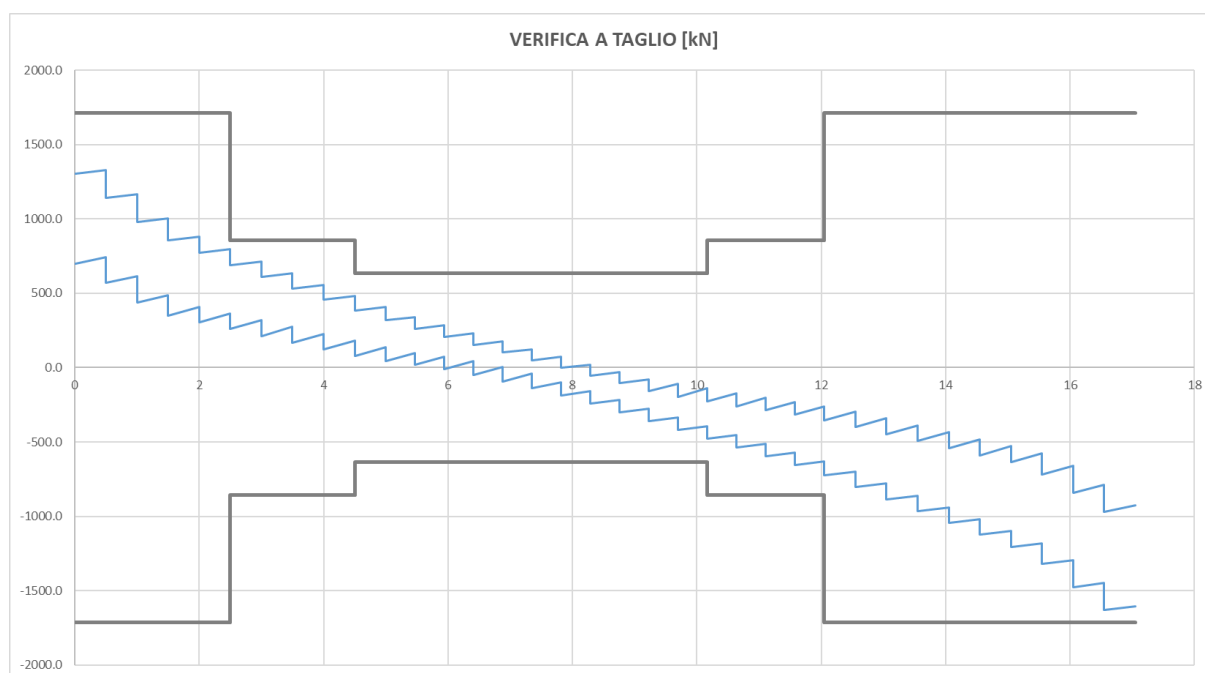


Figura 12-22 Diagramma taglio sollecitante e resistente – Combinazione SLU

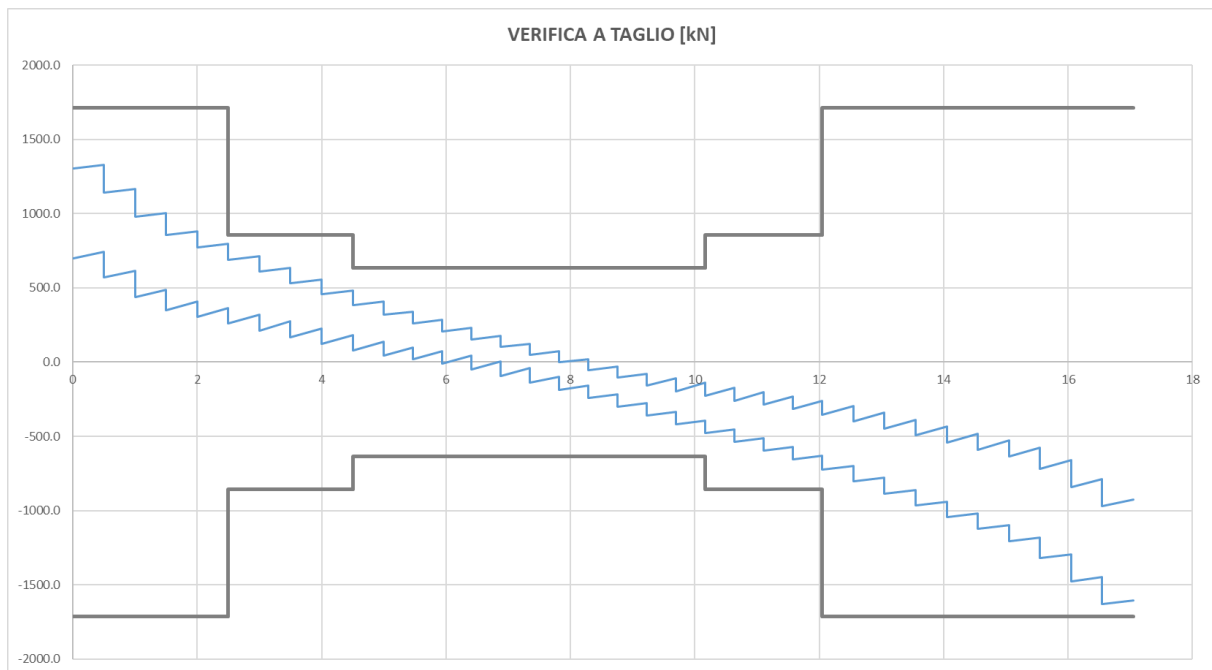


Figura 12-23 Diagramma taglio sollecitante e resistente – Combinazione SLV

12.2.2. Verifiche SLE

Per lo stato limite delle tensioni d'esercizio (Rif. NTC 2008, § 4.1.2.2.5) degli elementi strutturali in c.a. si adottano i seguenti limiti:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo C30/37:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
- Combinazione di carico quasi-permanente $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 8.1 \text{ N/mm}^2$

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Verifiche a fessurazione

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture*, par. 2.5.1.8.3.2.4, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$ per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$ per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

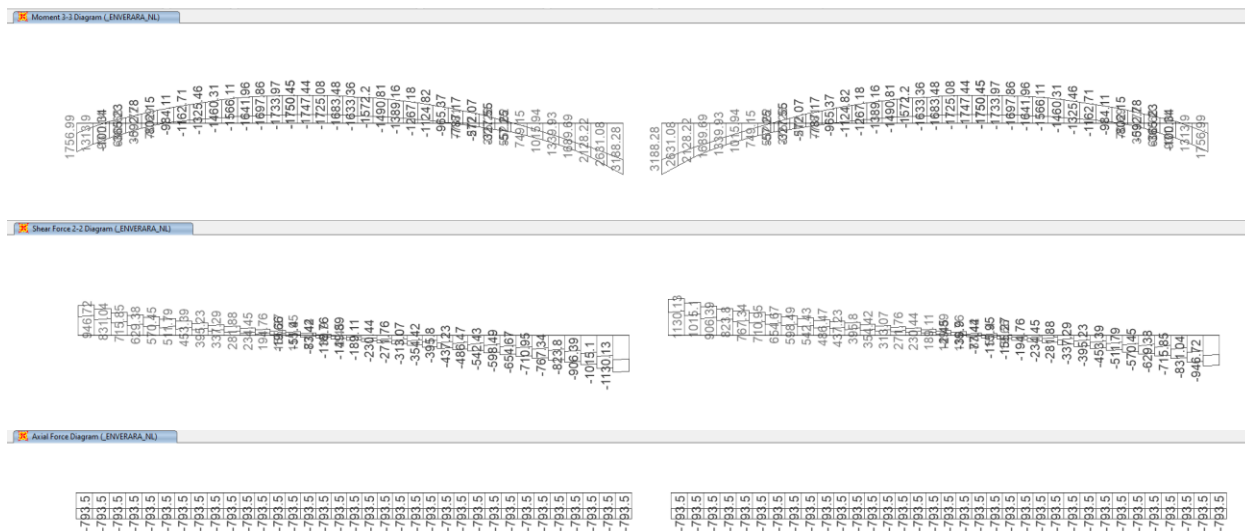


Figura 12-24 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Inviluppo delle combinazioni SLE Rara

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei della soletta superiore in combinazione SLE Rara:

Tabella 10 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLE Rara

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	RARA-43-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-793.5	1749.2	861.2
N _{min}	RARA-39-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-473.6	622.7	772.1
M _{max}	RARA-26-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-534.6	3188.3	-1105.0
M _{min}	RARA-33-NL	Soletta inferiore - canna SX	≈ Mezzeria	-539.3	-1750.5	43.9
V _{max}	RARA-29-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-628.7	913.1	946.7
V _{min}	RARA-29-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-628.7	2337.8	-1130.1

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria. L'azione assiale di compressione ha segno negativo.

VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO

Si riportano le verifiche della limitazione delle tensioni e apertura delle fessure in esercizio per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software ENG8:

Sezione circa di mezzeria

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazioni Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-539	0.000	0.000	1750	0

asse neutro: da x=-500.000 y=568.769 a x=500.000 y=568.769

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-5.30	0.00	116.01	-65.30

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

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

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{ci,s,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	W_k
1	1060..	357000..	0.0297	113.21	87...	30.0	0.340	0.50	467...	0.1588

(<0.2)

PRELIM ed. 8.31- 12/2012 - verifica limite tensionale

Grafico Edit grafico Stampa Copia Visualizza

Rare: Combinazione 1

Soletta_Inferiore_Mezzeria
Unità di misura: [L]=m [F]=KN

Combinazione 1
N= -539
M x-x= 1750
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-0.500 y=0.569
a x=0.500 y=0.569

Unità di misura: [L]=mm

Ampiezza fessure:
Wd=0.15879 (< 0.20000)

Le verifiche risultano soddisfatte.

Sezione di appoggio DX (lato piedritto centrale)

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-534	0.000	0.000	-3188	0

asse neutro: da x=-500.000 y=891.079 a x=500.000 y=891.079

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-7.62	0.00	148.18	-95.20

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

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

dove:

$$s_{f,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_1 \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazioni frequenti

comb	$A_{s,eff}$	$A_{s1a,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{f,max}$	w_k
1	1767..	357000..	0.0495	139.17	87...	30.0	0.464	0.50	398...	0.1851

(<0.2)

PRELIM ed. 8.31- 12/2012 - verifica limite tensionale

Grafico Edit grafico Stampa Copia Visualizza

Rare: Combinazione 1

Soletta_Inferiore_Piedritto_Centrale
Unità di misura: [L]=m [F]=KN

Combinazione 1
N= -535
M x-x= -3188
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-0.500 y=0.891
a x=0.500 y=0.891

Unità di misura: [L]=mm
Ampiezza fessure:
Wd=0.18509 (< 0.20000)

Le verifiche risultano soddisfatte.

12.3. PIEDRITTI LATERALI

Si riportano degli schemi grafici che mostrano i dettagli della soluzione progettuale, in sezione trasversale e longitudinale dei piedritti esterni per l'armatura "a flessione" e "a taglio".

Schematizzazione armatura a flessione:

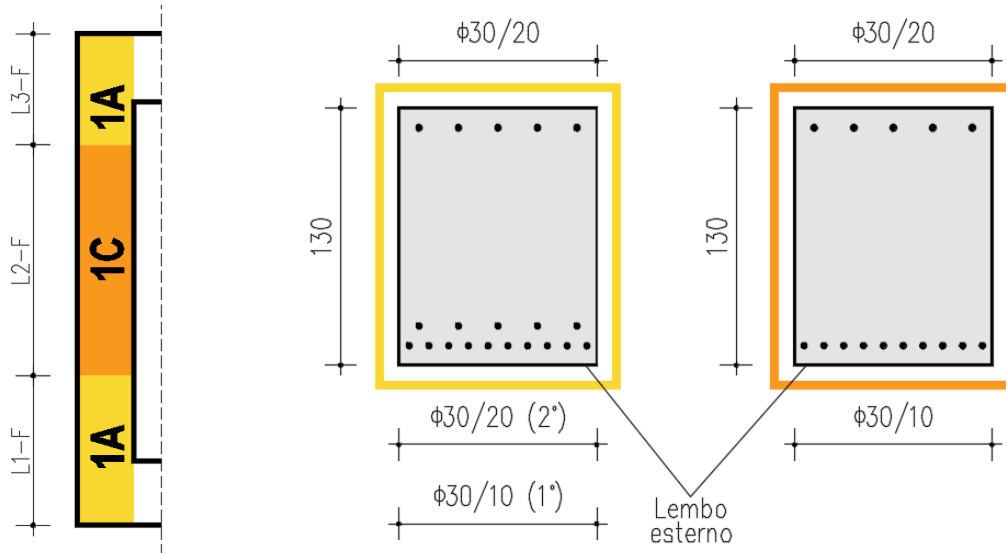


Figura 12-25 Differenziazione in zone dell'armatura principale a flessione e corrispettive viste in sezione

I piedritti esterno hanno uno spessore di 1.3m ed armatura corrente longitudinale di $\Phi 30/10$ al lembo esterno e di $\Phi 30/20$ al lembo interno con l'aggiunta di strati ulteriori in corrispondenza delle zone di necessità. L'armatura in direzione ortogonale è composta da armatura di ripartizione con barre $\Phi 20$ e da distanziatori con barre $\Phi 30$.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti dei momenti valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo:

Sezione 1A	Sezione 1C	Sezione 1A
L1-F [m]	L2-F [m]	L3-F [m]
2.00	5.40	1.00
M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]
4795	3429	4795
M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]
1964	1921	1964

Sono rispettati i seguenti minimi di armatura:

- Armatura verticale $\rho \geq 0.2\% A_c$
- Armatura di ripartizione orizzontale non minore del 20% dell'armatura principale

Schematizzazione armatura a taglio:

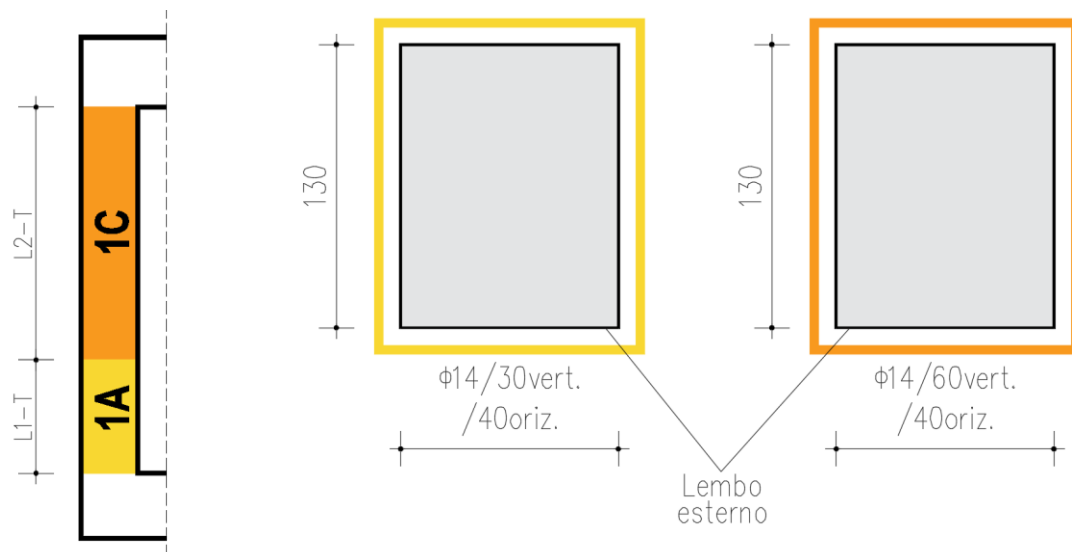


Figura 12-26 Differenziazione in zone dell'armatura principale a taglio

- Viene disposta armatura a taglio caratterizzata da spilli orizzontali $\Phi 14$ con differente passo a seconda delle necessità; in direzione longitudinale alla galleria invece è stato mantenuto un passo costante di 40cm. Nella zona in cui non è necessaria armatura a taglio (1C) sono stati disposti spilli $\Phi 12$; in quest'ultimo caso, nelle verifiche, è stato considerato un valore del taglio resistente pari a quello derivante dalla sezione non armata.
- Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti del taglio valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo per ogni zona:

Sezione 1A	Sezione 1C
L1-T [m]	L3-T [m]
2.80	5.60
V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]
939	612

12.3.1. Verifiche SLU

Si riportano nel seguito gli output degli elementi della soletta inferiore in termini di sollecitazioni interne per l'involuppo delle combinazioni SLU e l'involuppo delle combinazioni sismiche SLV.

Moment 3-3 Diagram (ENVESLU_NL)	
2894.05	2894.05
2637.45	2637.46
2380.85	2380.86
2124.25	2124.26
1867.65	1867.66
1611.05	1611.06
1354.45	1354.46
1097.85	1097.86
841.25	841.26
584.65	584.66
328.05	328.06
72.45	72.46
-53.15	-53.16
-296.55	-296.56
-542.95	-542.96
-789.35	-789.36
-1035.75	-1035.76
-1282.15	-1282.16
-1528.55	-1528.56
-1774.95	-1774.96
-2021.35	-2021.36
-2267.75	-2267.76
-2514.15	-2514.16
-2760.55	-2760.56
-3006.95	-3006.96
-3253.35	-3253.36
-3499.75	-3499.76
-3746.15	-3746.16
-3992.55	-3992.56
-4238.95	-4238.96
-4485.35	-4485.36
-4731.75	-4731.76
-4978.15	-4978.16
-5224.55	-5224.56
-5470.95	-5470.96
-5717.35	-5717.36
-5963.75	-5963.76
-6210.15	-6210.16
-6456.55	-6456.56
-6702.95	-6702.96
-6949.35	-6949.36
-7195.75	-7195.76
-7442.15	-7442.16
-7688.55	-7688.56
-7934.95	-7934.96
-8181.35	-8181.36
-8427.75	-8427.76
-8674.15	-8674.16
-8920.55	-8920.56
-9166.95	-9166.96
-9413.35	-9413.36
-9659.75	-9659.76
-9906.15	-9906.16
-10152.55	-10152.56
-10398.95	-10398.96
-10645.35	-10645.36
-10891.75	-10891.76
-11138.15	-11138.16
-11384.55	-11384.56
-11630.95	-11630.96
-11877.35	-11877.36
-12123.75	-12123.76
-12370.15	-12370.16
-12616.55	-12616.56
-12862.95	-12862.96
-13109.35	-13109.36
-13355.75	-13355.76
-13602.15	-13602.16
-13848.55	-13848.56
-14094.95	-14094.96
-14341.35	-14341.36
-14587.75	-14587.76
-14834.15	-14834.16
-15080.55	-15080.56
-15326.95	-15326.96
-15573.35	-15573.36
-15819.75	-15819.76
-16066.15	-16066.16
-16312.55	-16312.56
-16558.95	-16558.96
-16805.35	-16805.36
-17051.75	-17051.76
-17298.15	-17298.16
-17544.55	-17544.56
-17790.95	-17790.96
-18037.35	-18037.36
-18283.75	-18283.76
-18530.15	-18530.16
-18776.55	-18776.56
-19022.95	-19022.96
-19269.35	-19269.36
-19515.75	-19515.76
-19762.15	-19762.16
-20008.55	-20008.56
-20254.95	-20254.96
-20501.35	-20501.36
-20747.75	-20747.76
-20994.15	-20994.16
-21240.55	-21240.56
-21486.95	-21486.96
-21733.35	-21733.36
-21979.75	-21979.76
-22226.15	-22226.16
-22472.55	-22472.56
-22718.95	-22718.96
-22965.35	-22965.36
-23211.75	-23211.76
-23458.15	-23458.16
-23704.55	-23704.56
-23950.95	-23950.96
-24197.35	-24197.36
-24443.75	-24443.76
-24690.15	-24690.16
-24936.55	-24936.56
-25182.95	-25182.96
-25429.35	-25429.36
-25675.75	-25675.76
-25922.15	-25922.16
-26168.55	-26168.56
-26414.95	-26414.96
-26661.35	-26661.36
-26907.75	-26907.76
-27154.15	-27154.16
-27400.55	-27400.56
-27646.95	-27646.96
-27893.35	-27893.36
-28139.75	-28139.76
-28386.15	-28386.16
-28632.55	-28632.56
-28878.95	-28878.96
-29125.35	-29125.36
-29371.75	-29371.76
-29618.15	-29618.16
-29864.55	-29864.56
-30110.95	-30110.96
-30357.35	-30357.36
-30603.75	-30603.76
-30850.15	-30850.16
-31096.55	-31096.56
-31342.95	-31342.96
-31589.35	-31589.36
-31835.75	-31835.76
-32082.15	-32082.16
-32328.55	-32328.56
-32574.95	-32574.96
-32821.35	-32821.36
-33067.75	-33067.76
-33314.15	-33314.16
-33560.55	-33560.56
-33806.95	-33806.96
-34053.35	-34053.36
-34299.75	-34299.76
-34546.15	-34546.16
-34792.55	-34792.56
-35038.95	-35038.96
-35285.35	-35285.36
-35531.75	-35531.76
-35778.15	-35778.16
-36024.55	-36024.56
-36270.95	-36270.96
-36517.35	-36517.36
-36763.75	-36763.76
-37010.15	-37010.16
-37256.55	-37256.56
-37502.95	-37502.96
-37749.35	-37749.36
-38000.00	-38000.00



Figura 12-27 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLU

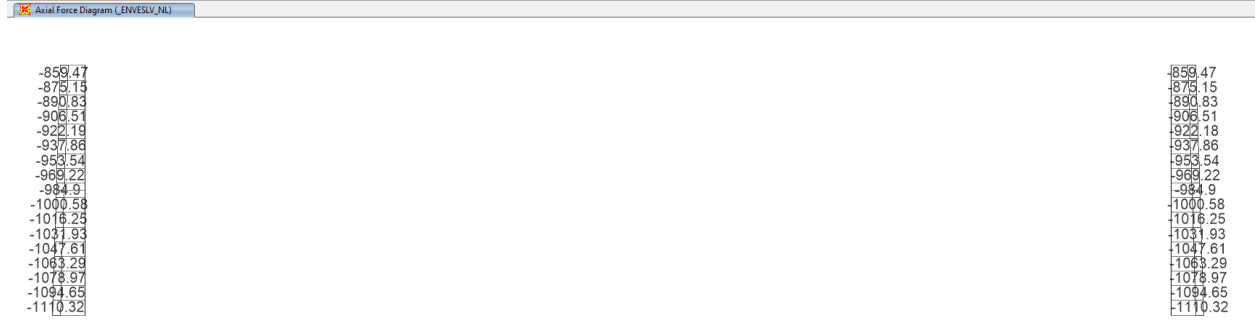
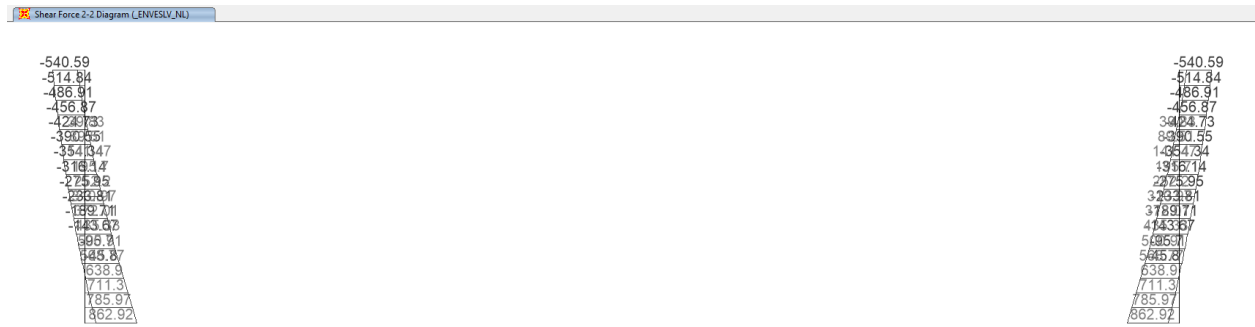
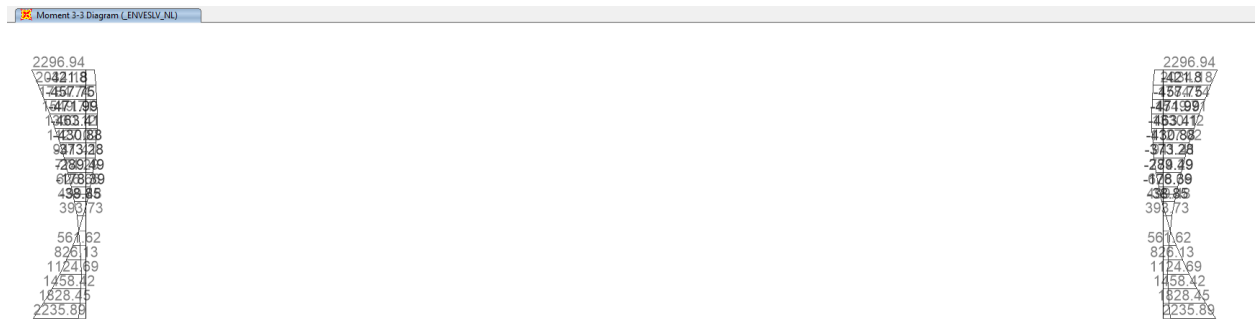


Figura 12-28 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLV

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei in combinazione SLU e in combinazione sismica SLV:

Tabella 11 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLU

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	STR-27-NL	Piedritto laterale - canna SX	Base piedritto	-1781.9	1353.2	246.1
N _{min}	STR-28-NL	Piedritto laterale - canna SX	Sommità piedr.	-733.2	1129.2	-424.4
M _{max}	STR-39-NL	Piedritto laterale - canna SX	Sommità piedr.	-1314.1	2894.0	-528.1
M _{min}	STR-42-NL	Piedritto laterale - canna SX	≈ Mezzeria	-844.3	-47.5	-6.4
V _{max}	STR-43-NL	Piedritto laterale - canna SX	Base piedritto	-1617.9	2782.1	830.9
V _{min}	STR-39-NL	Piedritto laterale - canna SX	Sommità piedr.	-1314.1	2894.0	-528.1

Tabella 12 Massime e minime sollecitazioni per combinazione sismica SLV

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	SLV-03-NL	Piedritto laterale - canna SX	Base piedritto	-1110.3	591.5	255.2
N _{min}	SLV-02-NL	Piedritto laterale - canna SX	Sommità piedr.	-578.2	156.8	-229.4
M _{max}	SLV-01-NL	Piedritto laterale - canna SX	Sommità piedr.	-855.6	2296.9	-540.6
M _{min}	SLV-04-NL	Piedritto laterale - canna SX	≈ Mezzeria	-635.8	-472.0	7.6
V _{max}	SLV-04-NL	Piedritto laterale - canna SX	Base piedritto	-855.6	2235.9	862.9
V _{min}	SLV-01-NL	Piedritto laterale - canna SX	Sommità piedr.	-829.0	2296.9	-540.6

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria.

Nel software di calcolo SAP2000 l'azione assiale di compressione ha segno negativo e il momento negativo tende le fibre superiori.

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si riportano le verifiche a presso-flessione per le sezioni maggiormente sollecitate circa in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software VCA SLU:

Sezione circa di mezzeria

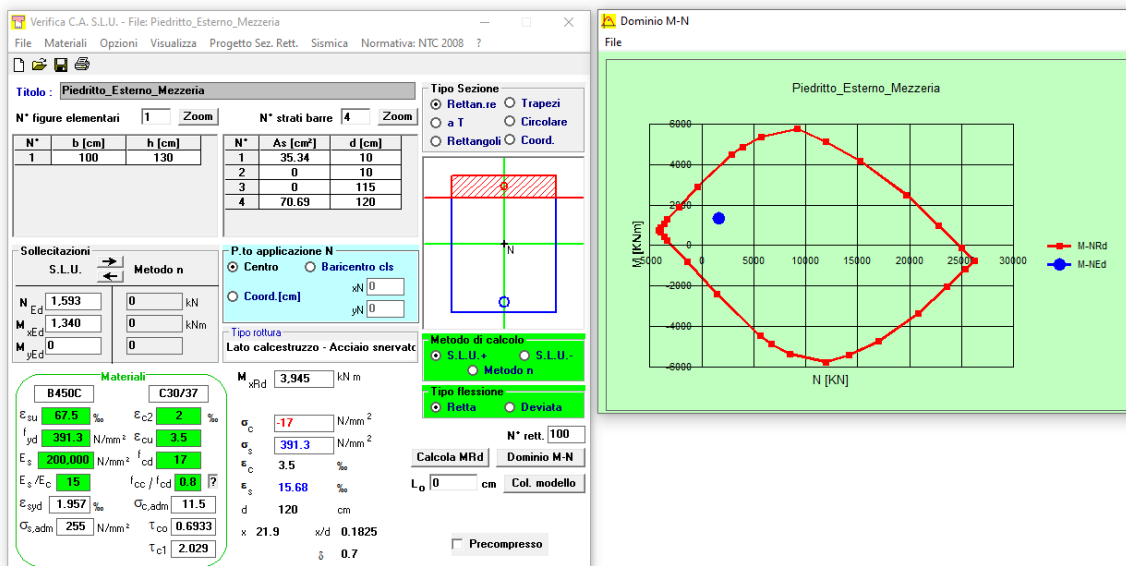


Figura 12-29 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di mezzeria

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.340$

Sezione di appoggio – Sommità piedritto

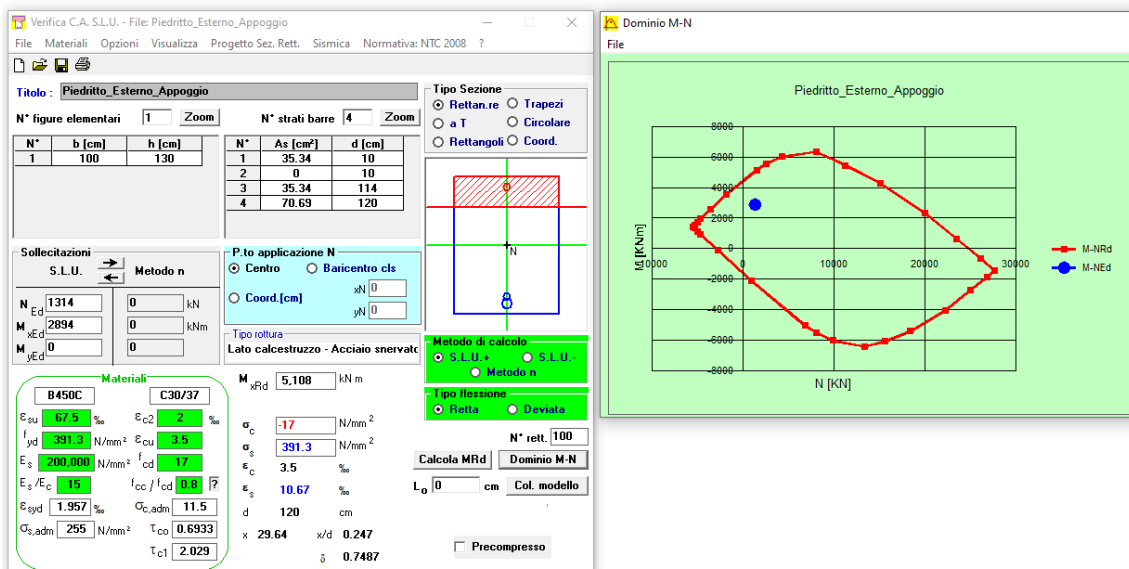


Figura 12-30 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di appoggio sommità piedritto

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.566$

Si riportano i diagrammi di momento flettente per le combinazioni SLU e SLV (per il piedritto esterno lato canna sinistra) ai quali sono stati sovrapposti i diagrammi di momento resistente ottenuti per la condizione, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo:

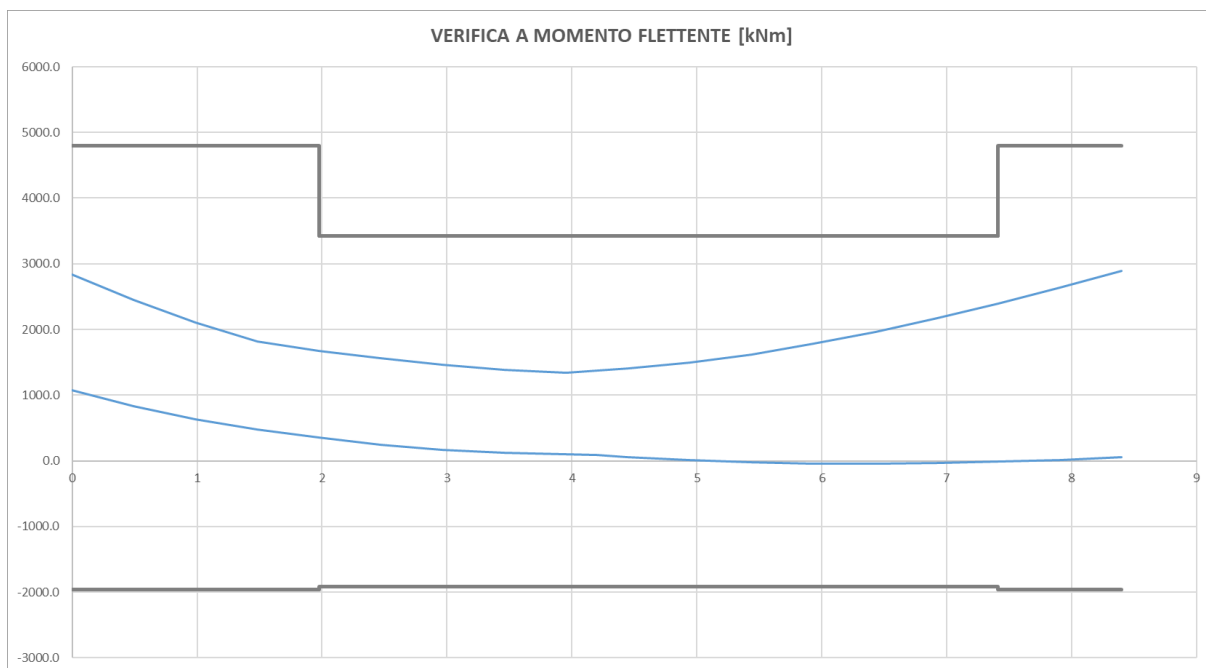


Figura 12-31 Diagramma momento flettente sollecitante e resistente – Combinazione SLU

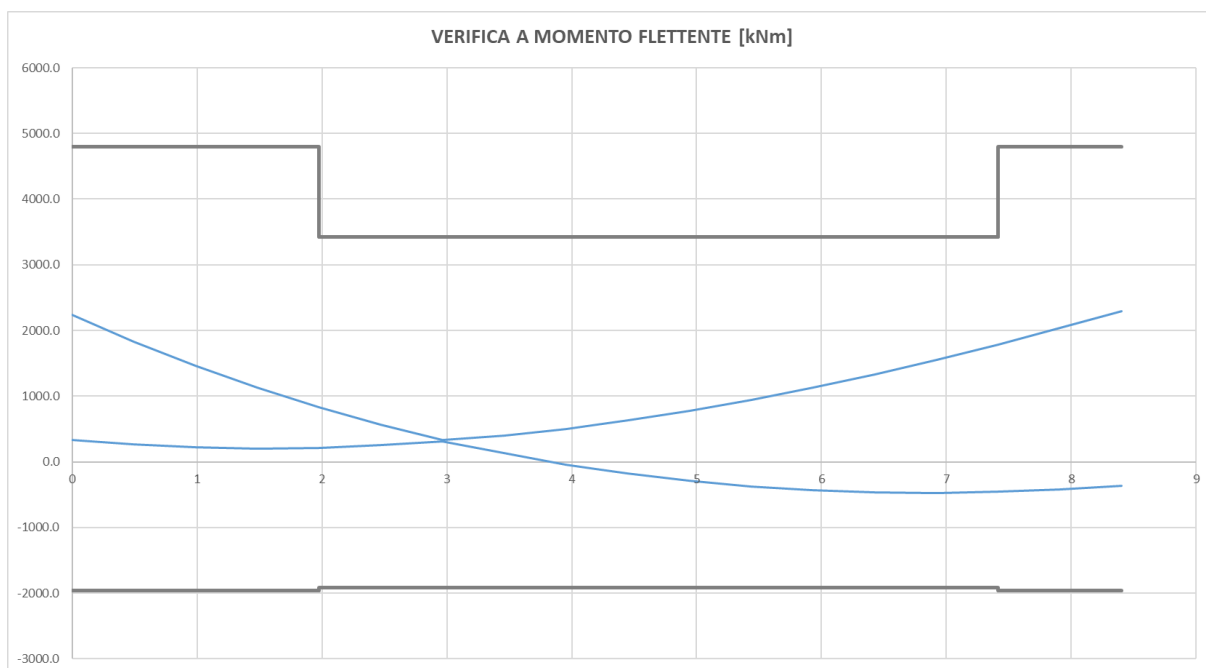


Figura 12-32 Diagramma momento flettente sollecitante e resistente – Combinazione SLV

Si precisa che i diagrammi sono ruotati di 90° in senso orario.

VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni maggiormente sollecitate sia in corrispondenza della zona in cui è necessaria armatura a taglio sia in corrispondenza della zona in cui non è necessaria armatura a taglio:

Sezione non armata a taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

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

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

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

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

con

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

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

e dove

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

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

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

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

	V_{Ed}	433.0	kN
	N_{Ed}	578.0	kN
	Rck	37.0	N/mm ²
	f_{ck}	30.71	N/mm ²
	α_{cc}	0.85	<i>Applicare</i>
	γ_c	1.5	
	FC	1.0	
	f_{cd}	17.4	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	1300	mm
	c	100	mm
	d	1200	mm
Geometria acciaio	f	30	mm
	n°	10	
	A_{s1}	7065.00	mm ²
	ρ_l	0.006	
	σ_{cp}	0.4	N/mm ²
	k	1.4082	
	v_{min}	0.3241	
		612.3	kN
		469.0	kN
	V_{rd}	612.3	kN
	SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO		

Figura 12-33 Verifica a Taglio – Sezione non armata a taglio

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.707$

Sezione armata a taglio – Base piedritto

V_{rd}	=	939	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	831	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	939	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	4,284	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	1,101	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	120.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	384.65	mm ²	Area armatura trasversale
	=	2.5	cm	n°braccia staffe
s	=	30	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.885$

Si riportano i diagrammi di taglio sollecitante per le combinazioni SLU e SLV (per il piedritto esterno lato canna sinistra) ai quali sono stati sovrapposti i diagrammi di taglio resistente ottenuti per la condizione, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo:

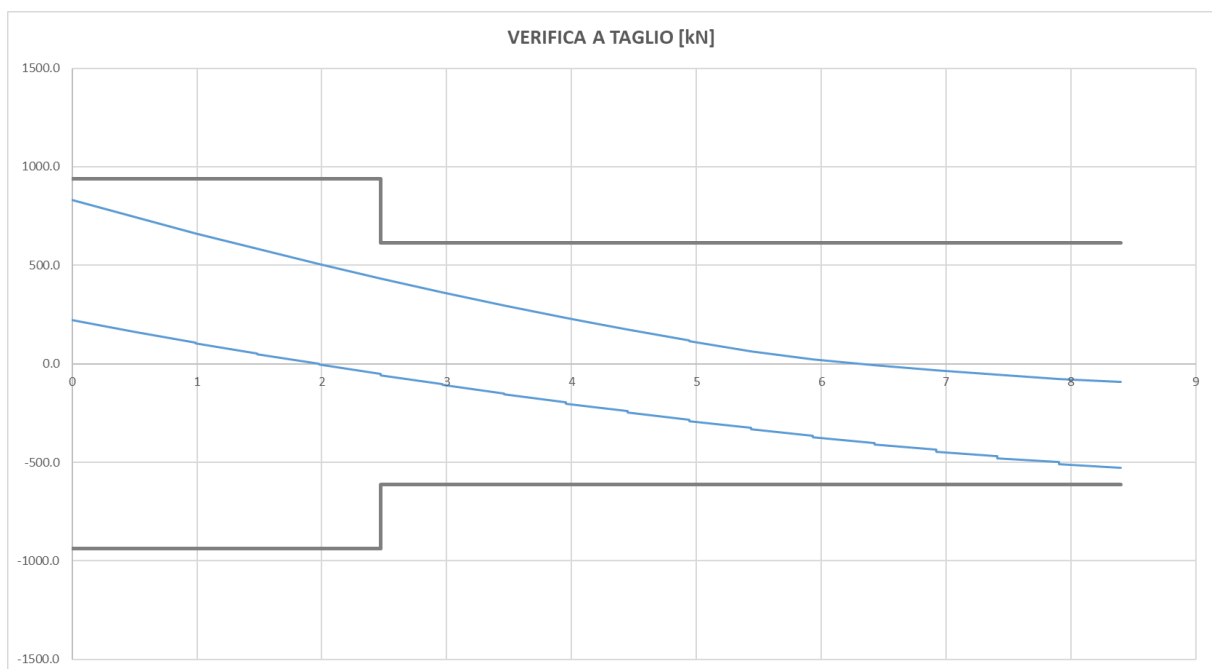


Figura 12-34 Diagramma taglio sollecitante e resistente – Combinazione SLU

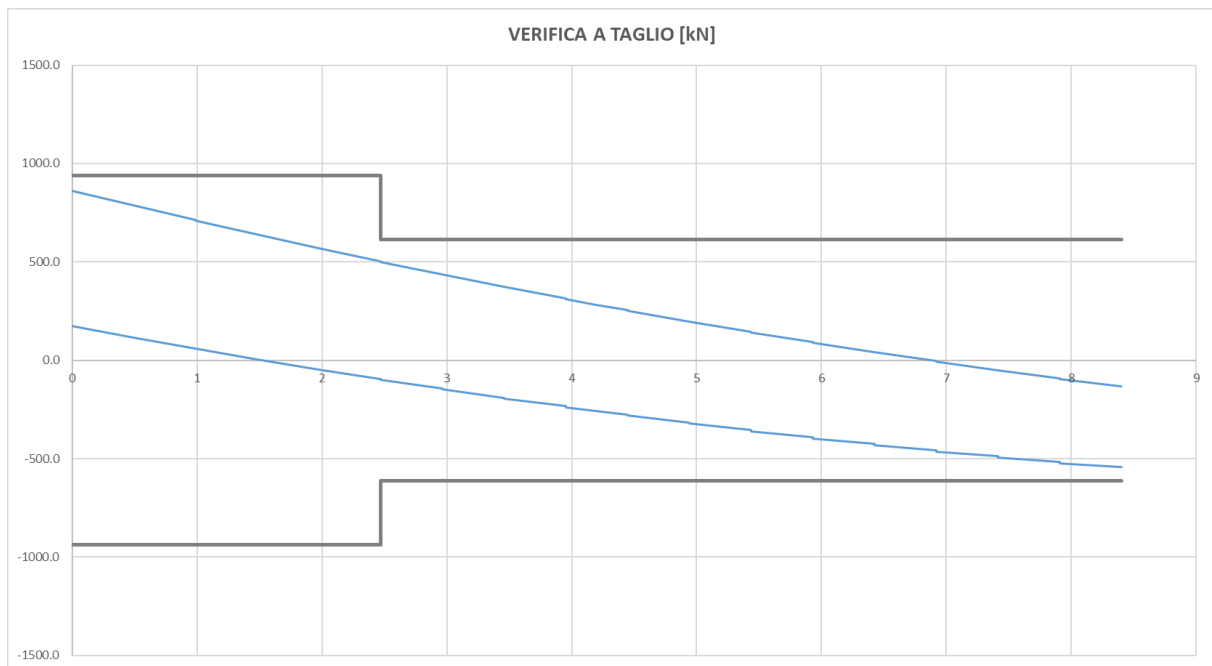


Figura 12-35 Diagramma taglio sollecitante e resistente – Combinazione SLV

Si precisa che i diagrammi sono ruotati di 90° in senso orario.

12.3.2. Verifiche SLE

Per lo stato limite delle tensioni d'esercizio (Rif. NTC 2008, § 4.1.2.2.5) degli elementi strutturali in c.a. si adottano i seguenti limiti:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo C30/37:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
- Combinazione di carico quasi-permanente $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 8.1 \text{ N/mm}^2$

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Verifiche a fessurazione

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture*, par. 2.5.1.8.3.2.4, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$ per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$ per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

Si riportano nel seguito gli output degli elementi di fondazione in termini di sollecitazioni interne per l'involuppo della combinazione SLE Rara per cui sono state effettuate le verifiche strutturali.

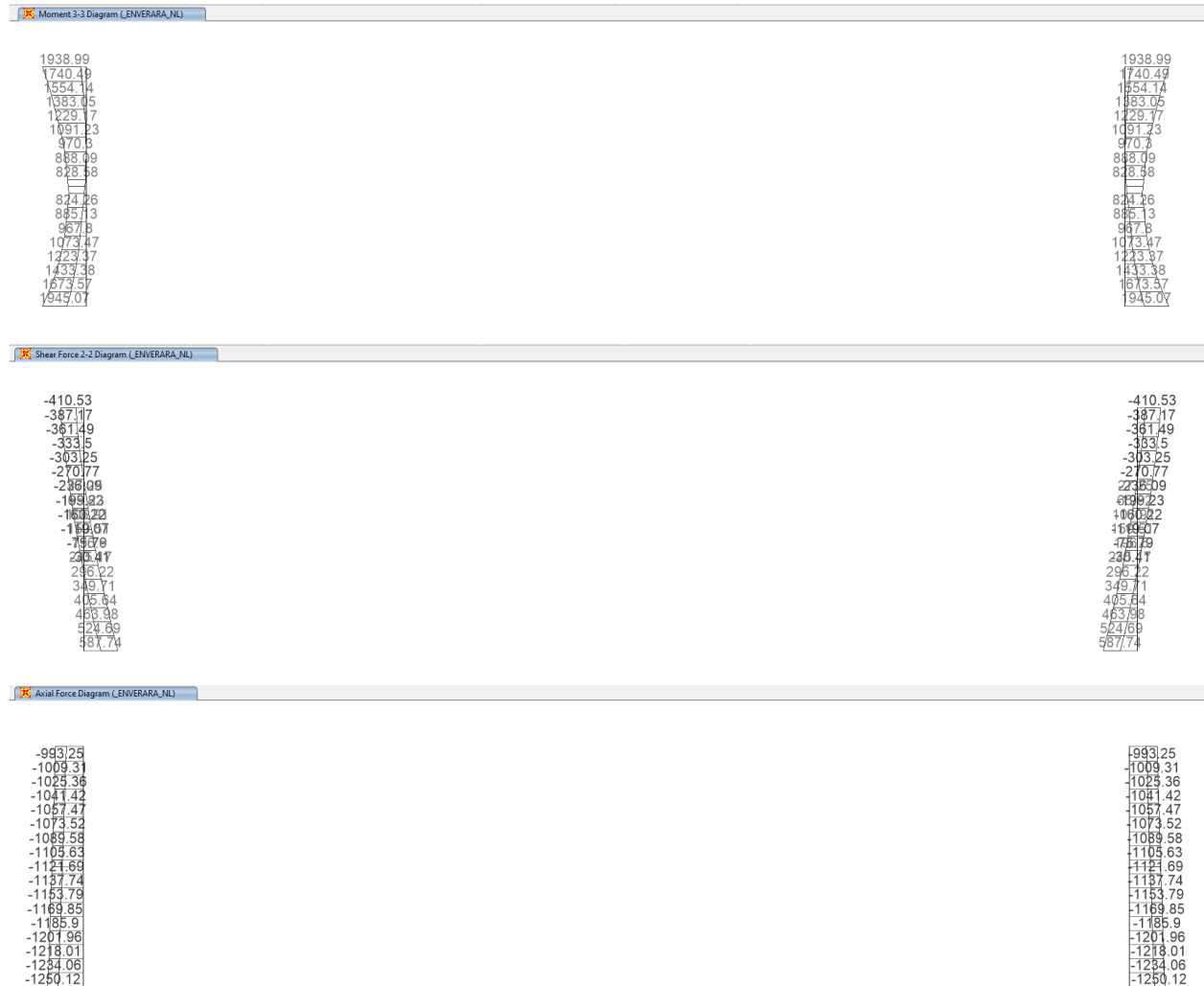


Figura 12-36 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLE Rara

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei della soletta superiore in combinazione SLE Rara:

Tabella 13 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLE Rara

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	RARA-27-NL	Piedritto laterale - canna SX	Base piedritto	-1250.1	1060.0	300.5
N _{min}	RARA-34-NL	Piedritto laterale - canna SX	Sommità piedr.	-606.8	870.5	-275.3
M _{max}	RARA-31-NL	Piedritto laterale - canna SX	Base piedritto	-1195.4	1945.1	581.8
M _{min}	RARA-42-NL	Piedritto laterale - canna SX	≈ Mezzeria	-739.1	25.2	-0.4
V _{max}	RARA-43-NL	Piedritto laterale - canna SX	Base piedritto	-1150.1	1910.9	587.7

V _{min}	RARA-39-NL	Piedritto laterale - canna SX	Sommità piedr.	-908.9	1939.0	-410.5
------------------	------------	-------------------------------	----------------	--------	--------	--------

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria. L'azione assiale di compressione ha segno negativo.

VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO

Si riportano le verifiche della limitazione delle tensioni e apertura delle fessure in esercizio per le sezioni maggiormente sollecitate circa in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software ENG8:

Sezione circa di mezzeria

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-815.5	0.000	0.000	1073.5	0

asse neutro: da x=-500.000 y=527.345 a x=500.000 y=527.345

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-4.79	0.00	92.26	-58.18

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$\bar{w}_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{s,max} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_{ft} \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazione Rara

comb	$A_{s,eff}$	$A_{ct1,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{sq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	\bar{w}_k
1	7068..	294401..	0.0240	92.26	80...	30.0	0.277	0.50	484...	0.1341

(<0.2)

PRELIM ed. 8.31- 12/2012 - verifica limite tensionale

Grafico Edit grafico Stampa Copia Visualizza

Rare: Combinazione 1

Piedritto_Esterno_Mezzeria
Unità di misura: [L]=m [F]=KN

Combinazione 1
N=-815
Mx=1074
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-0.500 y=-0.527
a x=0.500 y=0.527

Unità di misura: [L]=mm
Ampiezza fessure:
Wd=0.13407 (< 0.20000)

Le verifiche risultano soddisfatte.

Sezione di appoggio – Base piedritto

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-879.7	0.000	0.000	1945.1	0

asse neutro: da x=-500.000 y=532.263 a x=500.000 y=532.263

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-7.67	0.00	145.48	-93.48

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

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

dove:

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_1 \cdot \epsilon_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazione Rara

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cl,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k
1	1060..	332500..	0.0319	140.79	80...	30.0	0.422	0.50	431...	0.1824

(<0.2)

PRELIM ed. 8.31- 12/2012 - verifica limite tensionale

Grafico Edit grafico Stampa Copia Visualizza

Rare: Combinazione 1

Piedritto_Centrale_Appoggio
Unità di misura: [L]=m [F]=kN

Combinazione 1
N= -880
M x-x= 1945
Sezione parzializzata
asse neutro: da x=-0.500 y=0.532
a x=0.500 y=0.532

Unità di misura: [L]=mm
Ampiezza fessure:
Wd=0.18244 (< 0.20000)

Le verifiche risultano soddisfatte.

12.4. PIEDRITTO CENTRALE

Si riportano degli schemi grafici che mostrano i dettagli della soluzione progettuale, in sezione trasversale e longitudinale del piedritto centrale per l'armatura "a flessione" e "a taglio".

Schematizzazione armatura a flessione:

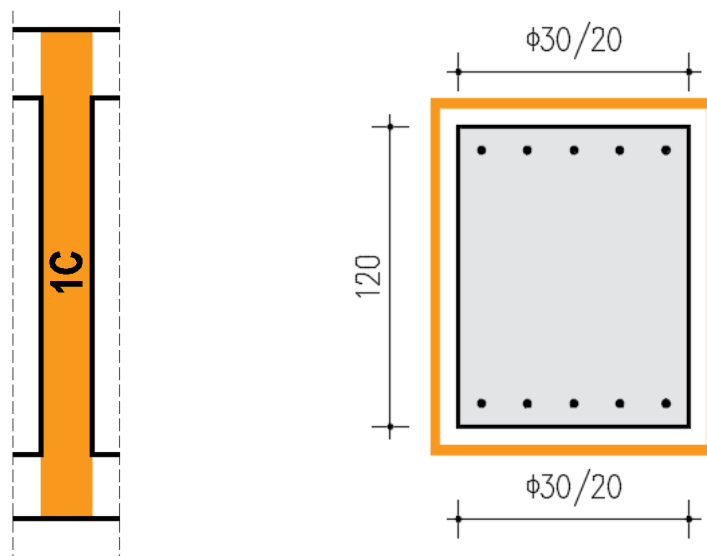


Figura 12-37 Differenziazione in zone dell'armatura principale a flessione e corrispettive viste in sezione

Il piedritto centrale ha uno spessore di 1.2m ed armatura corrente longitudinale di $\Phi 30/20$ per entrambi i lembi. L'armatura in direzione ortogonale è composta da armatura di ripartizione con barre $\Phi 20$ e da distanziatori con barre $\Phi 30$.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti dei momenti valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo:

Sezione 1C	
L1-F [m]	8.40
M_{Rd}^+ [kNm]	2306
M_{Rd}^- [kNm]	2306

Sono rispettati i seguenti minimi di armatura:

- Armatura verticale $\rho \geq 0.2\% A_c$
- Armatura di ripartizione orizzontale non minore del 20% dell'armatura principale

Schematizzazione armatura a taglio:

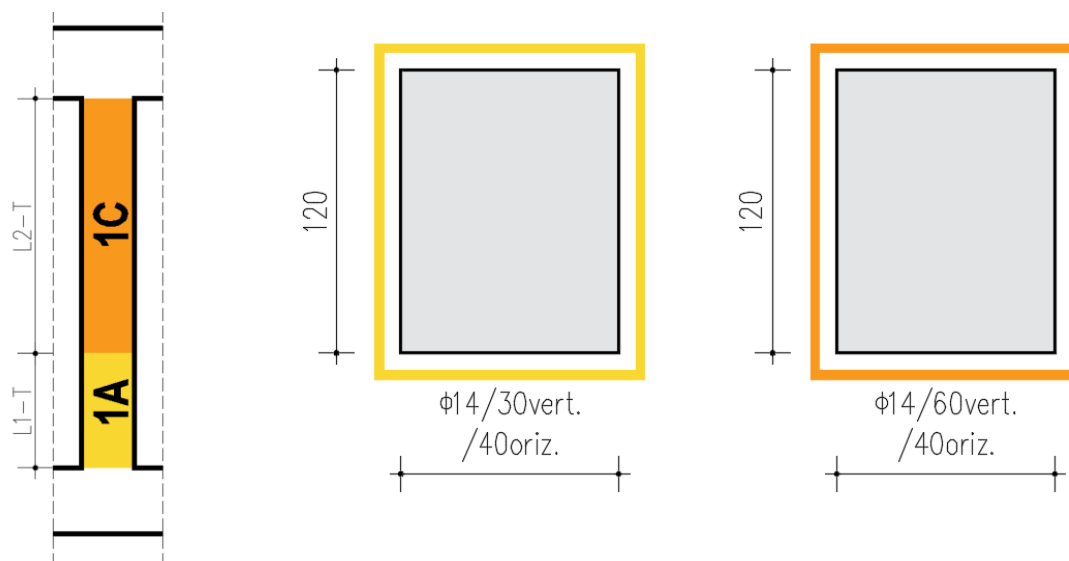


Figura 12-38 Differenziazione in zone dell'armatura principale a taglio

- Viene disposta armatura a taglio caratterizzata da spilli orizzontali $\Phi 14$ con differente passo a seconda delle necessità; in direzione longitudinale alla galleria invece è stato mantenuto un passo costante di 40cm. Nella zona in cui non è necessaria armatura a taglio (1C) sono stati disposti spilli $\Phi 12$; in quest'ultimo caso, nelle verifiche, è stato considerato un valore del taglio resistente pari a quello derivante dalla sezione non armata.
- Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti del taglio valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo per ogni zona:

Sezione 1A	Sezione 1C
L1-T [m]	L3-T [m]
2.80	5.60
V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]
860	637

12.4.1. Verifiche SLU

Si riportano nel seguito gli output degli elementi della soletta inferiore in termini di sollecitazioni interne per l'involuppo delle combinazioni SLU e l'involuppo delle combinazioni sismiche SLV.

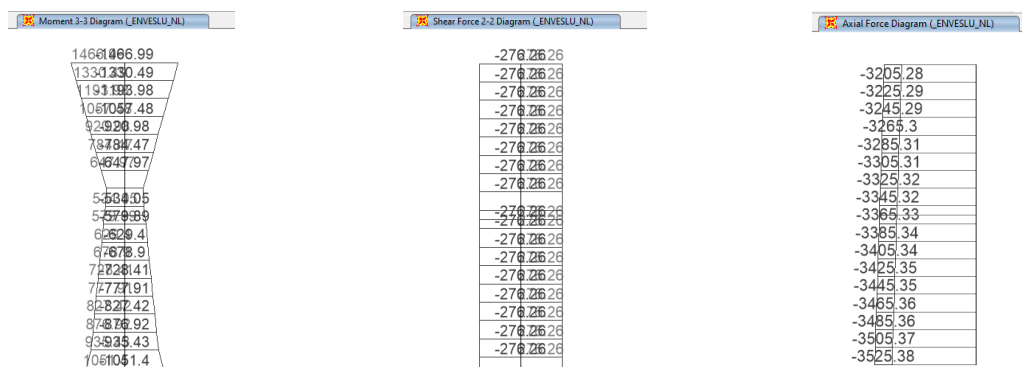


Figura 12-39 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLU

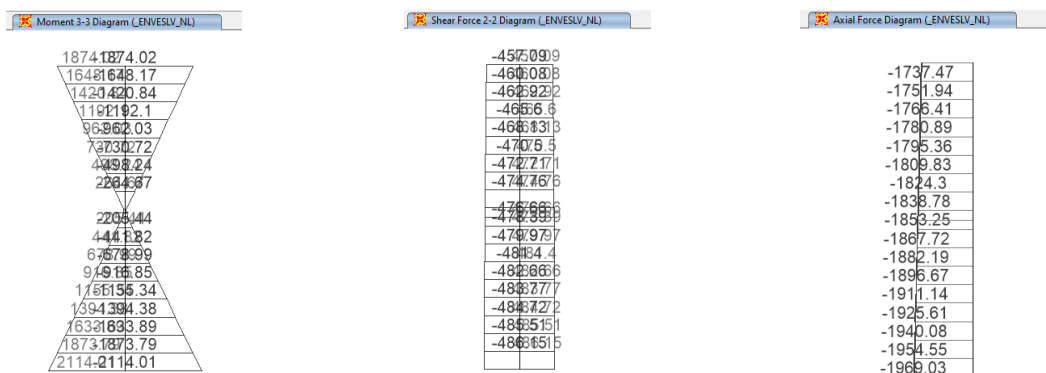


Figura 12-40 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Inviluppo delle combinazioni SLV

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei in combinazione SLU e in combinazione sismica SLV:

Tabella 14 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLU

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	STR-35-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-3525.4	108.3	31.8
N _{min}	STR-42-NL	Piedritto centrale	Sommità piedr.	-2582.9	87.5	98.0
M _{max}	STR-32-NL	Piedritto centrale	Sommità piedr.	-2706.3	1467.0	276.3
M _{min}	STR-31-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-2706.3	-1467.0	276.3
V _{max}	STR-31-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-3046.4	853.6	276.3
V _{min}	STR-32-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-3046.4	-853.6	-276.3

Tabella 15 Massime e minime sollecitazioni per combinazione sismica SLV

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	SLV-01-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-1969.0	-2077.0	-478.0
N _{min}	SLV-04-NL	Piedritto centrale	Sommità piedr.	-1697.7	-1874.0	457.1
M _{max}	SLV-04-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-1944.1	2114.0	486.1
M _{min}	SLV-03-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-1944.1	-2114.0	486.1
V _{max}	SLV-04-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-1944.1	2114.0	486.1
V _{min}	SLV-03-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-1944.1	-2114.0	-486.1

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria.

Nel software di calcolo SAP2000 l'azione assiale di compressione ha segno negativo e il momento negativo tende le fibre superiori.

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si riportano le verifiche a presso-flessione per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software VCA SLU:

Sezione di appoggio – Base piedritto

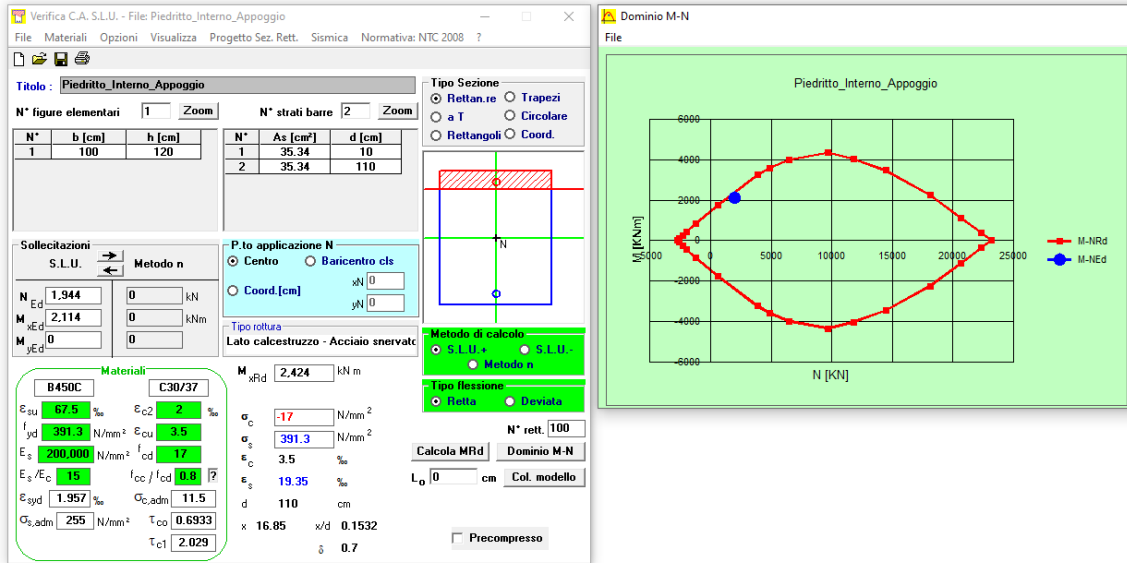


Figura 12-41 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di appoggio base piedritto

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.872$

Si riportano i diagrammi di momento flettente per le combinazioni SLU e SLV (per il piedritto centrale) ai quali sono stati sovrapposti i diagrammi di momento resistente ottenuti per la condizione, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo:

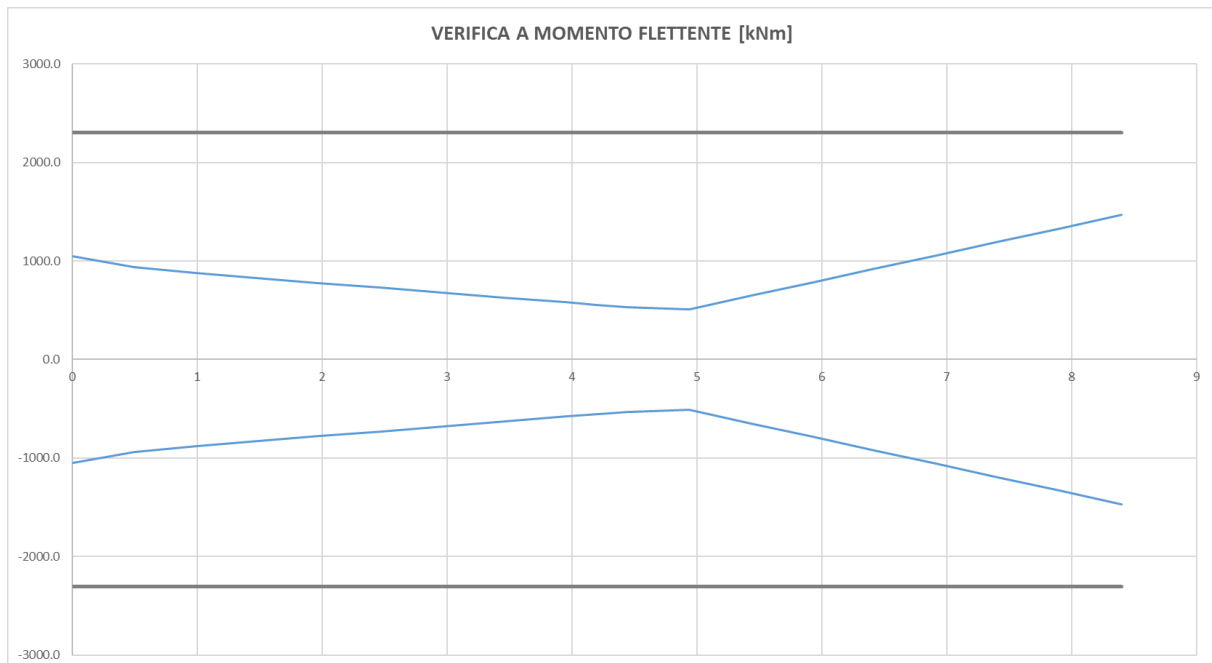


Figura 12-42 Diagramma momento flettente sollecitante e resistente – Combinazione SLU

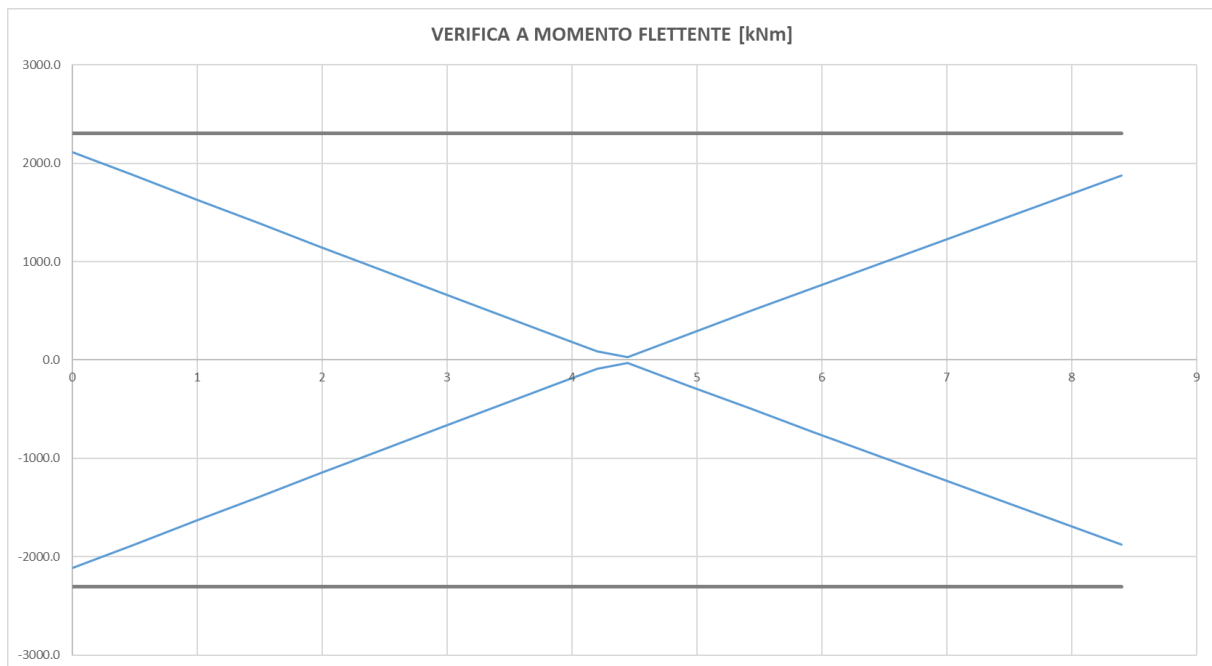


Figura 12-43 Diagramma momento flettente sollecitante e resistente – Combinazione SLV

Si precisa che i diagrammi sono ruotati di 90° in senso orario.

VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni maggiormente sollecitate sia in corrispondenza della zona in cui è necessaria armatura a taglio sia in corrispondenza della zona in cui non è necessaria armatura a taglio:

Sezione non armata a taglio

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

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

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

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

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

con

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

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

e dove

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

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

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

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

	V_{Ed}	473.2	kN
	N_{Ed}	1,881.0	kN
	R_{ck}	37.0	N/mm ²
	f_{ck}	30.71	N/mm ²
	α_{cc}	0.85	Applicare
	γ_c	1.5	
	FC	1.0	
	f_{cd}	17.4	
Geometria cls	b_w	1000	mm
	h	1200	mm
	c	100	mm
	d	1100	mm
Geometria acciaio	f	30	mm
	n°	5	
	A_{st}	3532.50	mm ²
	ρ_l	0.003	
	σ_{cp}	1.6	N/mm ²
	k	1.4264	
	v_{min}	0.3304	
		662.4	kN
		622.1	kN
	V_{rd}	662.4	kN
SEZIONE VERIFICATA A TAGLIO			

Figura 12-44 Verifica a Taglio – Sezione non armata a taglio

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.714$

Sezione armata a taglio – Base piedritto

V_{rd}	=	860	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	486	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	860	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	4,110	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	1,949	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	110.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	384.65	mm ²	Area armatura trasversale
	=	2.5	cm	n°braccia staffe
s	=	30	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.565$

Si riportano i diagrammi di taglio sollecitante per le combinazioni SLU e SLV (per il piedritto centrale) ai quali sono stati sovrapposti i diagrammi di taglio resistente ottenuti per la condizione, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo:

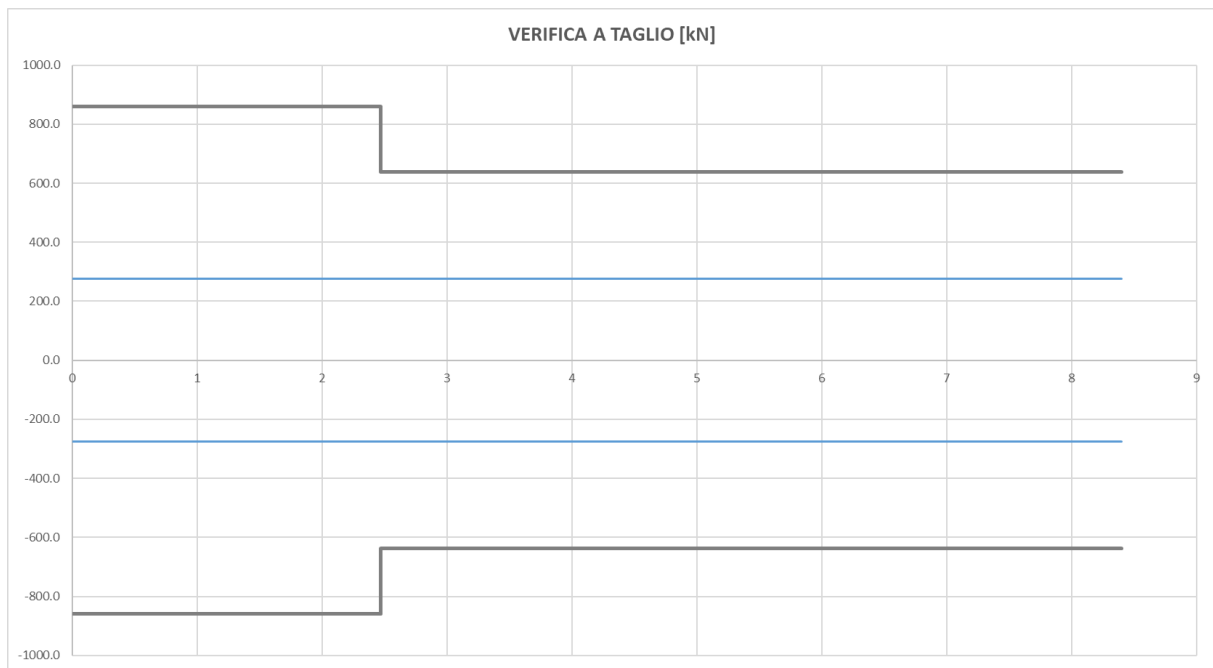


Figura 12-45 Diagramma taglio sollecitante e resistente – Combinazione SLU

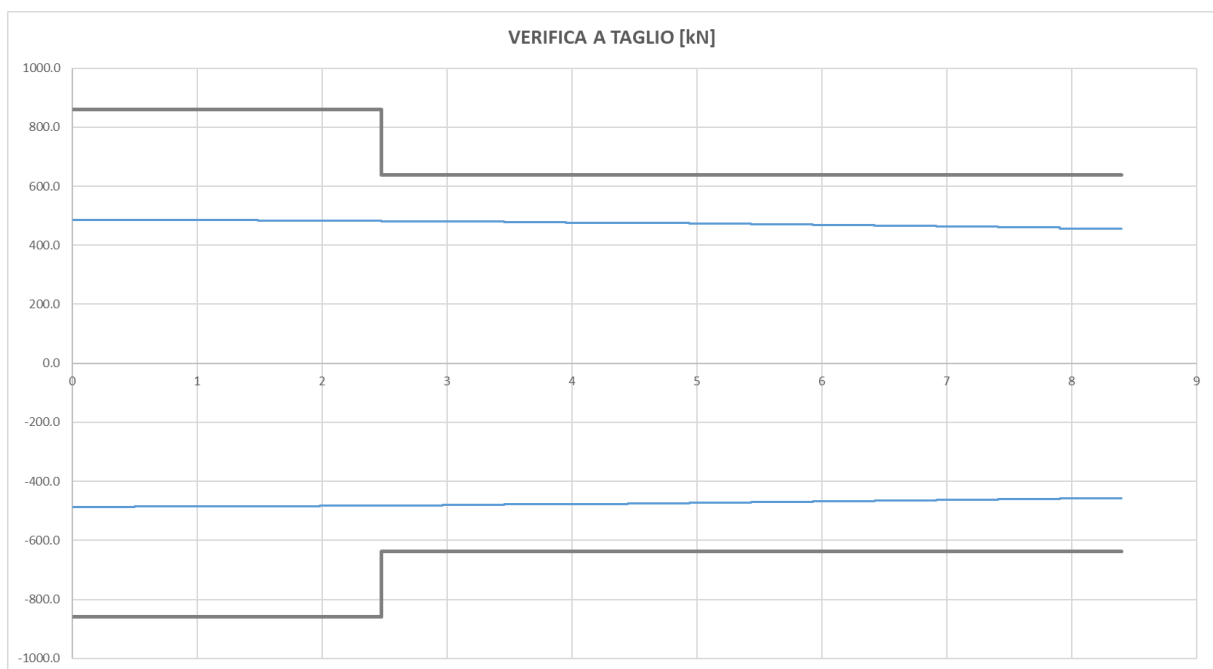


Figura 12-46 Diagramma taglio sollecitante e resistente – Combinazione SLV

Si precisa che i diagrammi sono ruotati di 90° in senso orario.

12.4.2. Verifiche SLE

Per lo stato limite delle tensioni d'esercizio (Rif. NTC 2008, § 4.1.2.2.5) degli elementi strutturali in c.a. si adottano i seguenti limiti:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo C30/37:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
- Combinazione di carico quasi-permanente $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 8.1 \text{ N/mm}^2$

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Verifiche a fessurazione

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture, par. 2.5.1.8.3.2.4*, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$ per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$ per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

Si riportano nel seguito gli output degli elementi di fondazione in termini di sollecitazioni interne per l'inviluppo della combinazione SLE Rara per cui sono state effettuate le verifiche strutturali.

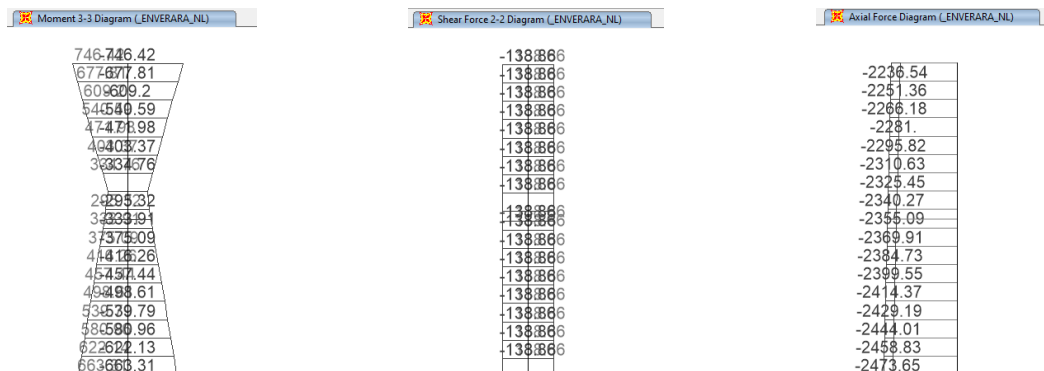


Figura 12-47 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Inviluppo delle combinazioni SLE Rara

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei della soletta superiore in combinazione SLE Rara:

Tabella 16 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLE Rara

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	RARA-11-NL	Piedritto centrale	Base piedritto	-2473.6	28.8	8.7
N _{min}	RARA-66-NL	Piedritto centrale	Sommità piedr.	-1918.2	-55.4	78.3
M _{max}	RARA-32-NL	Piedritto centrale	Sommità piedr.	-2011.1	746.4	-138.9
M _{min}	RARA-31-NL	Piedritto centrale	Sommità piedr.	-2011.1	-746.4	138.9
V _{max}	RARA-31-NL	Piedritto centrale	Sommità piedr.	-2263.0	420.0	138.9
V _{min}	RARA-32-NL	Piedritto centrale	Sommità piedr.	-2263.0	-420.0	-138.9

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria. L'azione assiale di compressione ha segno negativo.

VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO

Si riportano le verifiche della limitazione delle tensioni e apertura delle fessure in esercizio per le sezioni maggiormente sollecitate in prossimità degli appoggi eseguita con il Software ENG8:

Sezione di appoggio – Sommità piedritto

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-2011	0.000	0.000	747	0

asse neutro: da x=-500.000 y=845.271 a x=500.000 y=845.271

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-4.44	0.00	21.62	-60.23

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

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

dove:

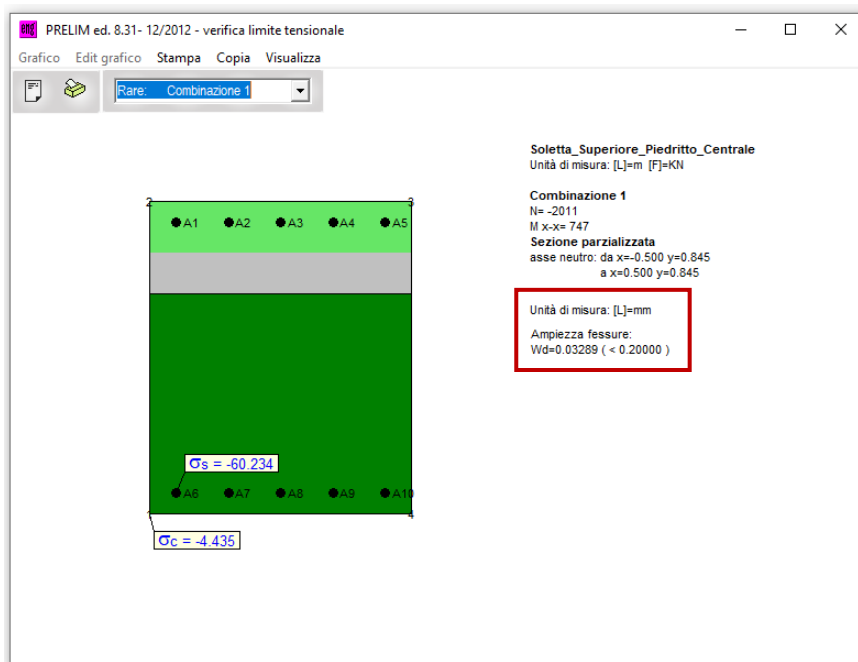
$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_1 \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazione Rara

comb	$A_{s,eff}$	$A_{c1s,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k
1	3534..	198243..	0.0178	21.62	65...	30.0	0.065	0.50	507...	0.0329

(<0.2)



Le verifiche risultano soddisfatte.

13. VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI ZONA II

In questo capitolo sono riportate le verifiche strutturali effettuate secondo i criteri definiti al capitolo 10, per le porzioni di struttura definite come Zona II.

13.1. SOLETTA SUPERIORE

Si riportano degli schemi grafici che mostrano i dettagli della soluzione progettuale, in sezione trasversale e longitudinale della soletta superiore per l'armatura "a flessione" e "a taglio" relativi alla Zona II dove per la sezione 1C ed 1A è stata valutata una riduzione di armatura così come mostrato di seguito.

Schematizzazione armatura a flessione:

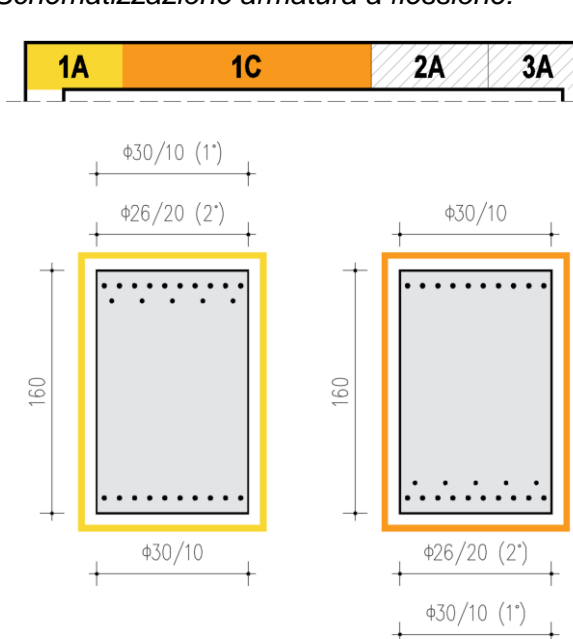


Figura 13-1 Differenziazione in zone dell'armatura principale a flessione e corrispettive viste in sezione

Differentemente dalla Zona I è stato ridotto il diametro delle barre in secondo strato passando da $\Phi 30/20$ a $\Phi 26/20$ per la sezione 1A e da $\Phi 30/10$ a $\Phi 26/10$ per la sezione 1C.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti dei momenti valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale $N = 0$ kN:

Sezione 1A	Sezione 1C
L1-F [m]	L2-F [m]
1.20	9.50
M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]
3967	5329
M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]
5329	3967

Sono rispettati i seguenti minimi di armatura:

- Armatura principale $\rho \geq 0.26 * f_{ctm} / f_y * A_c = 0.16\% A_c$ sia al lembo teso che compresso [EC2-1-1 §9.2.1.1]
- Armatura di ripartizione orizzontale non minore del 20% dell'armatura principale [EC2-1-1 §9.3.1.1]

Schematizzazione armatura a taglio:

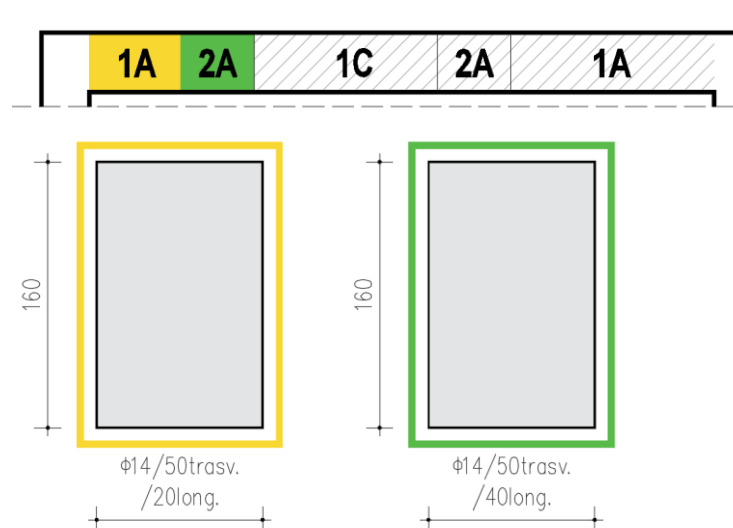


Figura 13-2 Differenziazione in zone dell'armatura principale a taglio

Differentemente dalla Zona I è stato ridotto il diametro degli spilli passando da $\Phi 16$ a $\Phi 14$ per la sezione 1A e 2A.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti del taglio valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo per ogni zona:

Sezione 1A	Sezione 2A
L1-T [m]	L2-T2 [m]
2.50	2.00
V_{Rd} [kN]	V_{Rd} [kN]
1408	704

13.1.1. Verifiche SLU

Si riportano nel seguito gli output degli elementi per la Zona II della soletta superiore in termini di sollecitazioni interne per l'involuppo delle combinazioni SLU e l'involuppo delle combinazioni sismiche SLV.

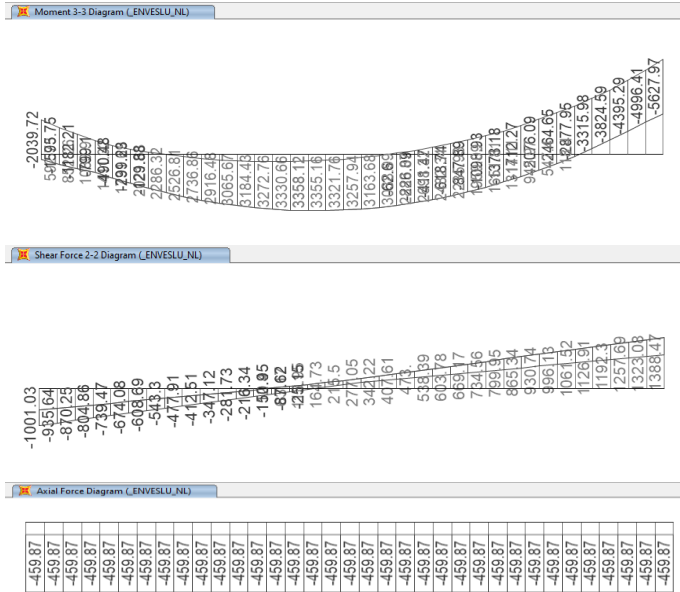


Figura 13-3 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Inviluppo delle combinazioni SLU

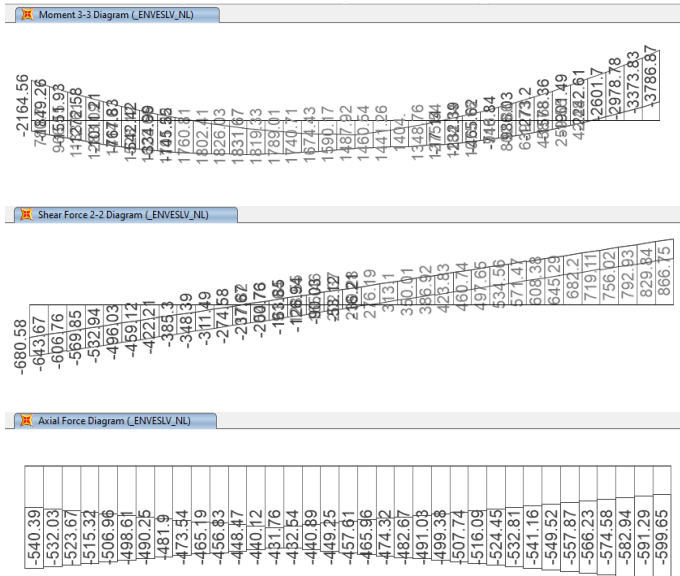


Figura 13-4 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Inviluppo delle combinazioni SLV

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei in combinazione SLU e in combinazione sismica SLV con focus sulle sezioni in prossimità del piedritto esterno; si procede in questo modo poiché le sezioni in prossimità del piedritto centrale sono armate e verificate in accordo al capitolo relativo alla Zona I:

Tabella 17 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLU

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	STR-15-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-459.9	-2039.7	-942.6
N _{min}	STR-17-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-83.7	-249.1	-962.2
M _{max}	STR-17-NL	Soletta superiore - canna SX	≈ Mezzeria	-83.7	3358.1	-25.1
M _{min}	STR-15-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-459.9	-2039.7	-942.6
V _{max}	STR-12-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-291.8	-5259.1	1388.5
V _{min}	STR-05-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-127.3	-575.0	-1001.0

Tabella 18 Massime e minime sollecitazioni per combinazione sismica SLV

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	SLV-01-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-540.4	-2164.6	-666.1
N _{min}	SLV-04-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-218.9	577.3	-436.5
M _{max}	SLV-04-NL	Soletta superiore - canna SX	≈ Mezzeria	-310.8	1831.7	7.3
M _{min}	SLV-01-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-540.4	-2164.6	-666.1
V _{max}	SLV-02-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-599.7	-3786.9	866.7
V _{min}	SLV-03-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-315.6	-28.9	-425.9

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria.

Nel software di calcolo SAP2000 l'azione assiale di compressione ha segno negativo e il momento negativo tende le fibre superiori.

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si riportano le verifiche a presso-flessione per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software VCA SLU:

Sezione circa di mezzeria

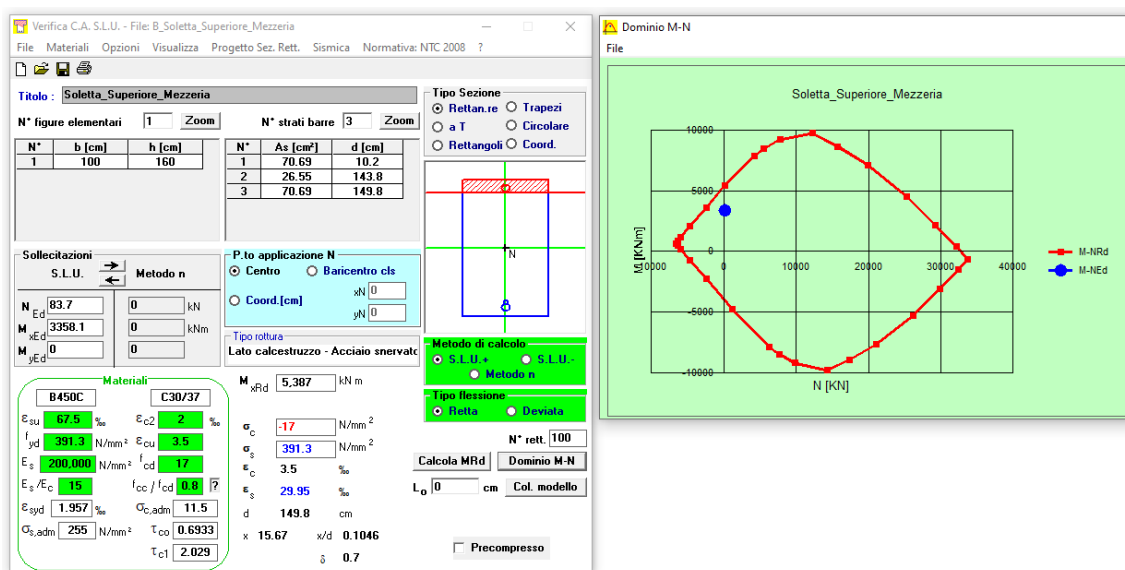


Figura 13-5 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di mezzeria

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.624$

Sezione di appoggio DX (lato piedritto esterno)

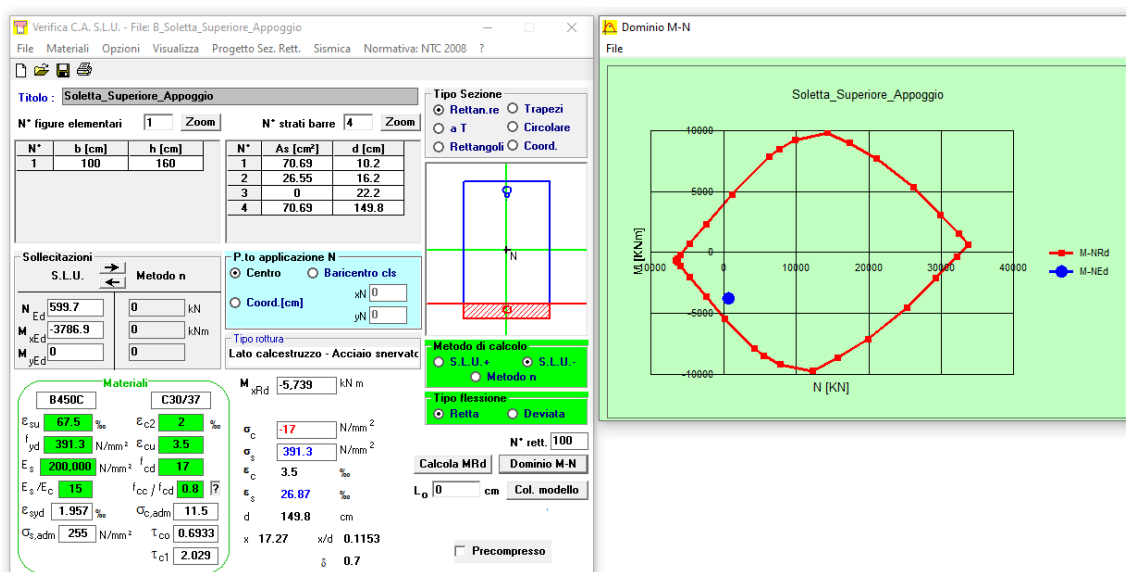


Figura 13-6 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di appoggio DX

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.660$

VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni maggiormente sollecitate

Sezione armata a taglio

V_{rd}	=	1,408	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	1,001	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1,408	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	5,111	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	127	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	150.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	769.3	mm ²	Area armatura trasversale
n°	=	5	cm	braccia staffe
s	=	50	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.711$

13.1.2. Verifiche SLE

Per lo stato limite delle tensioni d'esercizio (Rif. NTC 2008, § 4.1.2.2.5) degli elementi strutturali in c.a. si adottano i seguenti limiti:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo C30/37:

- Combinazione di carico rara (caratteristica)
- Combinazione di carico quasi-permanente

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 8.1 \text{ N/mm}^2$$

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Combinazione di carico rara (caratteristica)
- Verifiche a fessurazione

$$\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture, par. 2.5.1.8.3.2.4*, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$ per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$ per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

Si riportano nel seguito gli output degli elementi della soletta superiore in termini di sollecitazioni interne per l'involuppo della combinazione SLE Rara per cui sono state effettuate le verifiche strutturali; anche in questo caso il focus è sulle sezioni prossime al piedritto esterno.

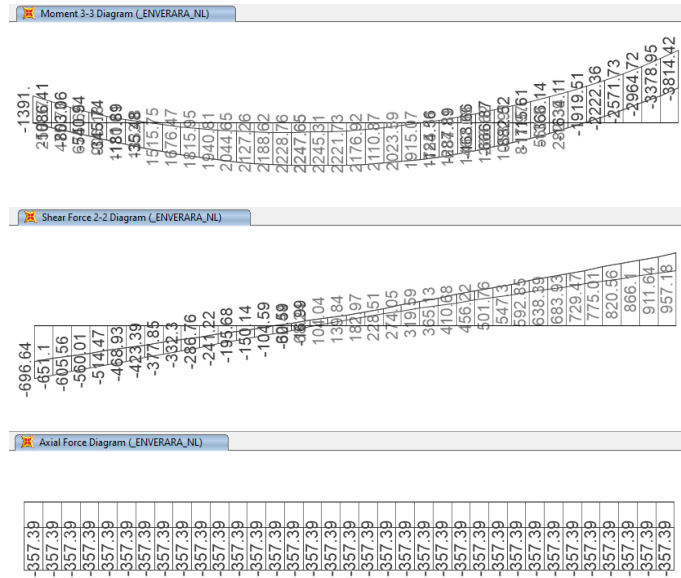


Figura 13-7 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLE Rara

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei della soletta superiore in combinazione SLE Rara:

Tabella 19 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLE Rara

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	RARA-15-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-357.4	-1391.0	-647.1
N _{min}	RARA-20-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-131.4	-65.7	-515.0
M _{max}	RARA-17-NL	Soletta superiore - canna SX	≈ Mezzeria	-132.7	2247.7	-17.0
M _{min}	RARA-15-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-357.4	-1391.0	-647.1
V _{max}	RARA-22-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio DX	-222.9	-3552.6	957.2
V _{min}	RARA-05-NL	Soletta superiore - canna SX	Appoggio SX	-161.4	-481.3	-696.6

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria. L'azione assiale di compressione ha segno negativo.

VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO

Si riportano le verifiche della limitazione delle tensioni e apertura delle fessure in esercizio per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software ENG8:

Sezione circa di mezzeria

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-132.7	0.000	0.000	-2247.7	0

asse neutro: da x=-500.000 y=1116.251 a x=500.000 y=1116.251

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-5.37	0.00	169.04	-63.62

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$\bar{w}_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

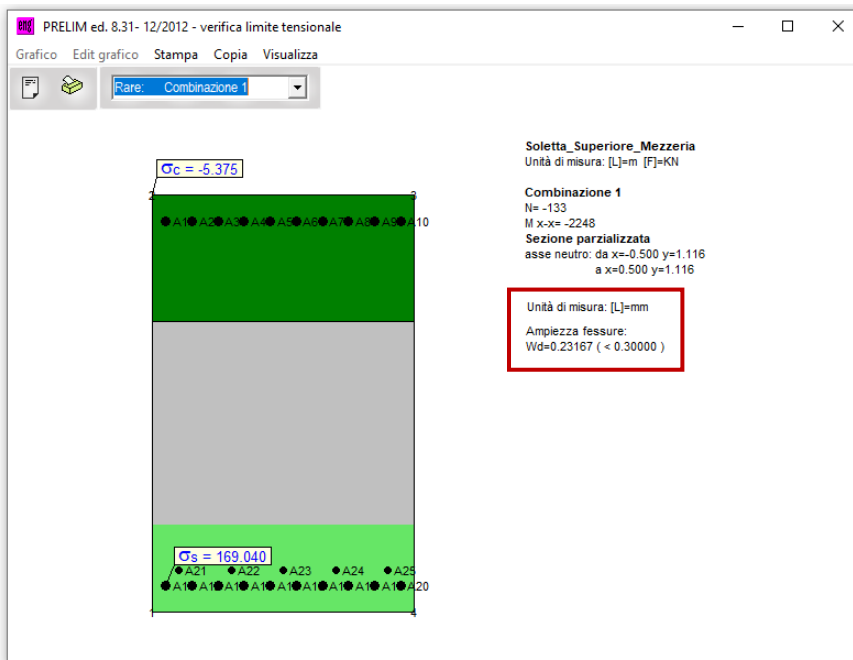
$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_s / \rho_{ort}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_c \cdot f_{ct,ort} / \rho_{ort} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{ort})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazione Rara

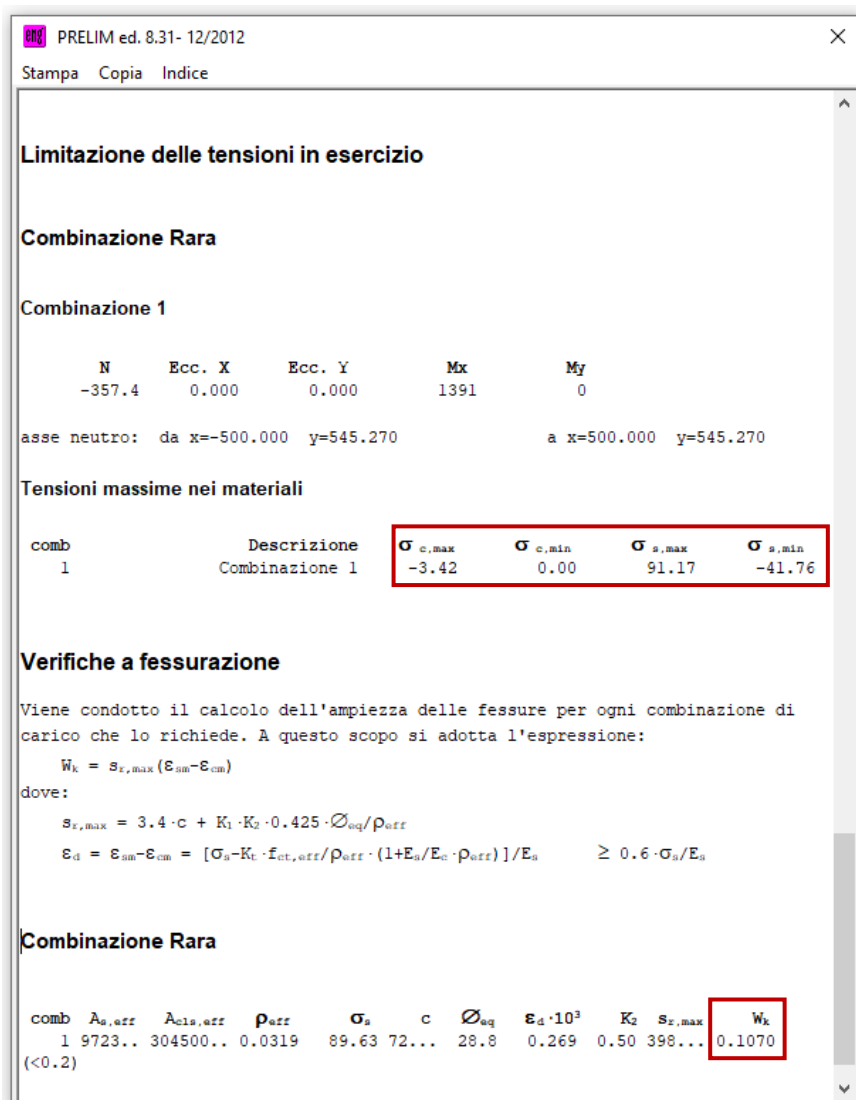
comb	A _{s,ort}	A _{cl,s,ort}	ρ_{ort}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K ₂	s _{r,max}	\bar{w}_k
1	9723..	334814..	0.0290	166.31	87...	28.8	0.499	0.50	464...	0.2317

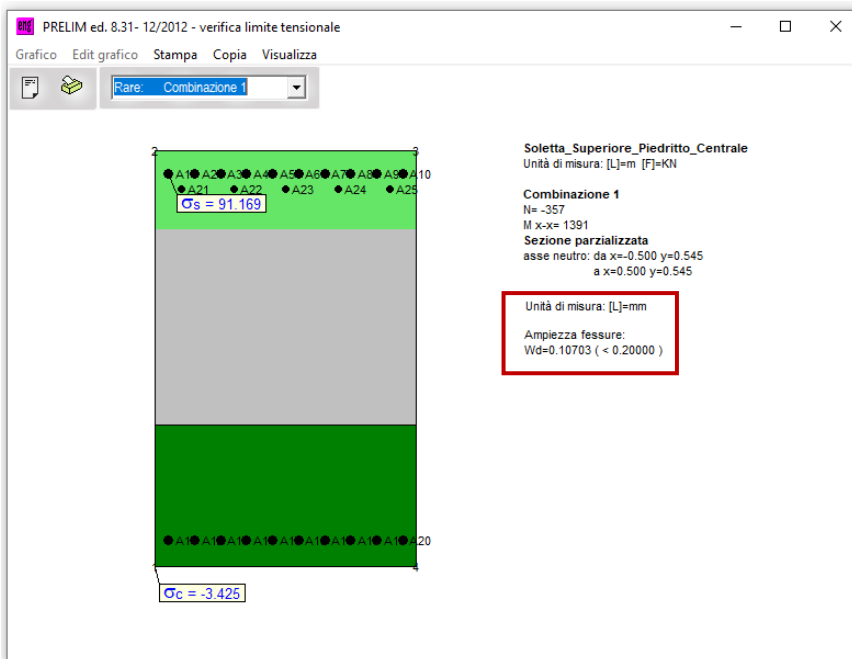
(<0.3)



Le verifiche risultano soddisfatte.

Sezione di appoggio SX (lato piedritto esterno)





Le verifiche risultano soddisfatte.

13.2. SOLETTA INFERIORE

Si riportano degli schemi grafici che mostrano i dettagli della soluzione progettuale, in sezione trasversale e longitudinale della soletta inferiore per l'armatura "a flessione" e "a taglio" relativi alla Zona II dove per la sezione 1C ed 1A è stata valutata una riduzione di armatura così come mostrato di seguito.

Schematizzazione armatura a flessione:

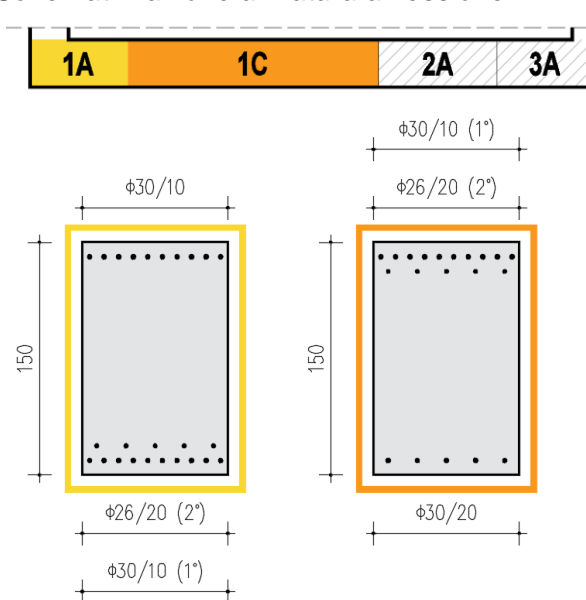


Figura 13-8 Differenziazione in zone dell'armatura principale a flessione e corrispettive viste in sezione

Differentemente dalla Zona I è stato ridotto il diametro delle barre in secondo strato passando da $\Phi 30/20$ a $\Phi 26/20$ sia per la sezione 1A che per la sezione 1C.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti dei momenti valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale $N = 0$ kN:

Sezione 1A	Sezione 1C
L1-F [m]	L2-F [m]
1.20	9.50
M _{Rd} ⁺ [kNm]	M _{Rd} ⁺ [kNm]
4949	2064
M _{Rd} ⁻ [kNm]	M _{Rd} ⁻ [kNm]
3691	6445

Sono rispettati i seguenti minimi di armatura:

- Armatura principale $\rho \geq 0.26 * f_{ctm} / f_y * A_c = 0.16\% A_c$ sia al lembo teso che compresso [EC2-1-1 §9.2.1.1]
- Armatura di ripartizione orizzontale non minore del 20% dell'armatura principale [EC2-1-1 §9.3.1.1]

Schematizzazione armatura a taglio:

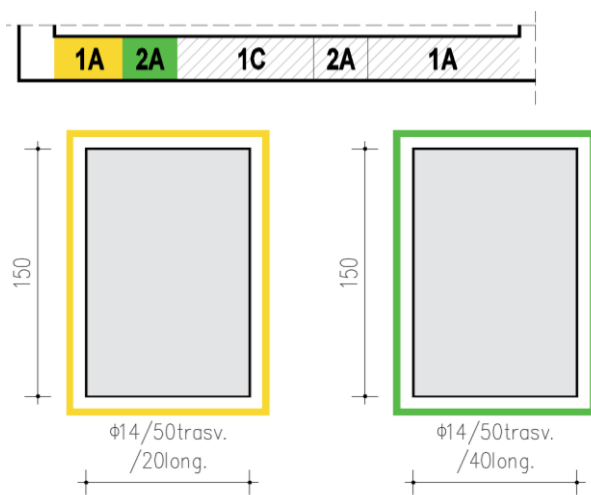


Figura 13-9 Differenziazione in zone dell'armatura principale a taglio

Differentemente dalla Zona I è stato ridotto il diametro degli spilli passando da $\Phi 16$ a $\Phi 14$ per la sezione 1A e 2A.

Si riporta una tabella esplicativa con le lunghezze efficaci delle varie zone sopra evidenziate e i valori resistenti del taglio valutati, a favore di sicurezza, con sforzo normale minimo per ogni zona:

Sezione 1A	Sezione 2A
L1-T [m]	L2-T2 [m]
2.50	2.00
V _{Rd} [kN]	V _{Rd} [kN]
1314	657

13.2.1. Verifiche SLU

Si riportano nel seguito gli output degli elementi per la Zona II della soletta inferiore in termini di sollecitazioni interne per l'involuppo delle combinazioni SLU e l'involuppo delle combinazioni sismiche SLV.

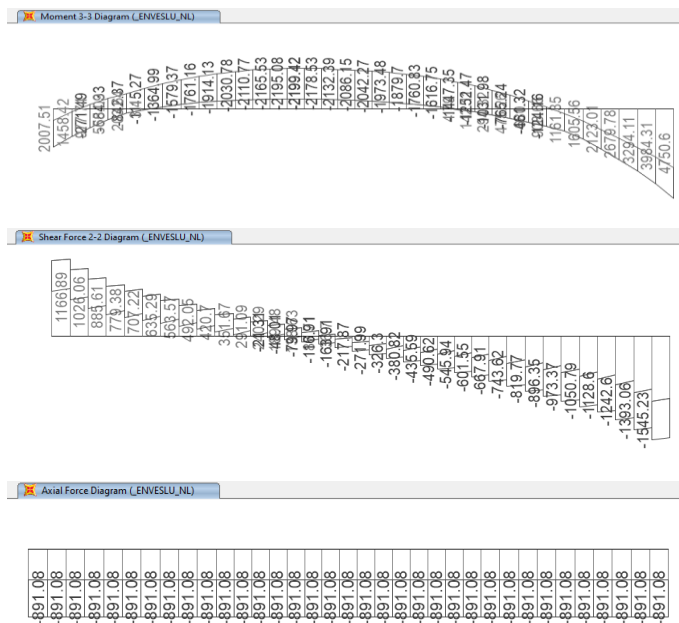


Figura 13-10 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLU

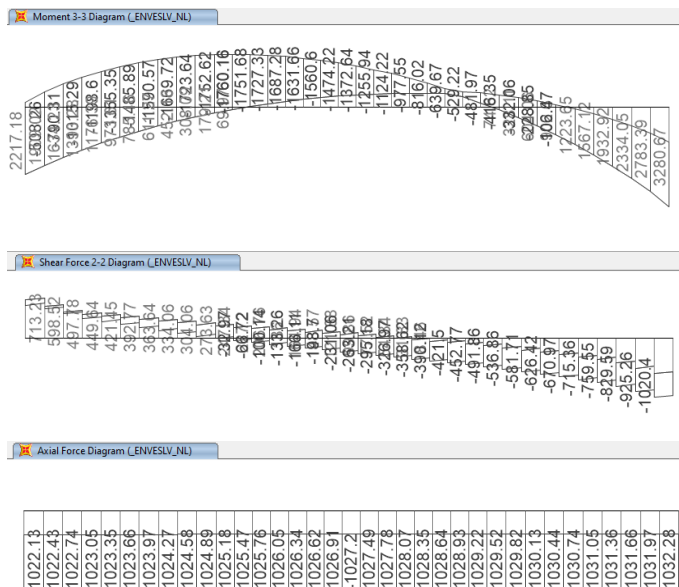


Figura 13-11 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Involuppo delle combinazioni SLV

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei in combinazione SLU e in combinazione sismica SLV con focus sulle sezioni in prossimità del piedritto esterno; si procede in questo modo poiché le sezioni in prossimità del piedritto centrale sono armate e verificate in accordo al capitolo relativo alla Zona I:

Tabella 20 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLU

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	STR-19-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-891.1	2007.5	1085.5
N _{min}	STR-15-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-396.4	601.8	934.1
M _{max}	STR-11-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-891.1	2007.5	1085.5
M _{min}	STR-02-NL	Soletta inferiore - canna SX	≈ Mezzeria	-467.6	-2030.8	158.3
V _{max}	STR-05-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-638.2	1172.5	1166.9
V _{min}	STR-11-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-520.0	3984.3	-1545.2

Tabella 21 Massime e minime sollecitazioni per combinazione sismica SLV

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	SLV-04-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-1032.3	846.2	-609.7
N _{min}	SLV-01-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-292.2	2754.6	-1020.4
M _{max}	SLV-04-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-1022.1	2217.2	600.4
M _{min}	SLV-01-NL	Soletta inferiore - canna SX	≈ Mezzeria	-299.3	-1752.6	1.1
V _{max}	SLV-03-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-384.8	-209.3	713.2
V _{min}	SLV-01-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-374.7	2783.4	-1010.4

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria.

Nel software di calcolo SAP2000 l'azione assiale di compressione ha segno negativo e il momento negativo tende le fibre superiori.

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si riportano le verifiche a presso-flessione per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software VCA SLU:

Sezione circa di mezzeria

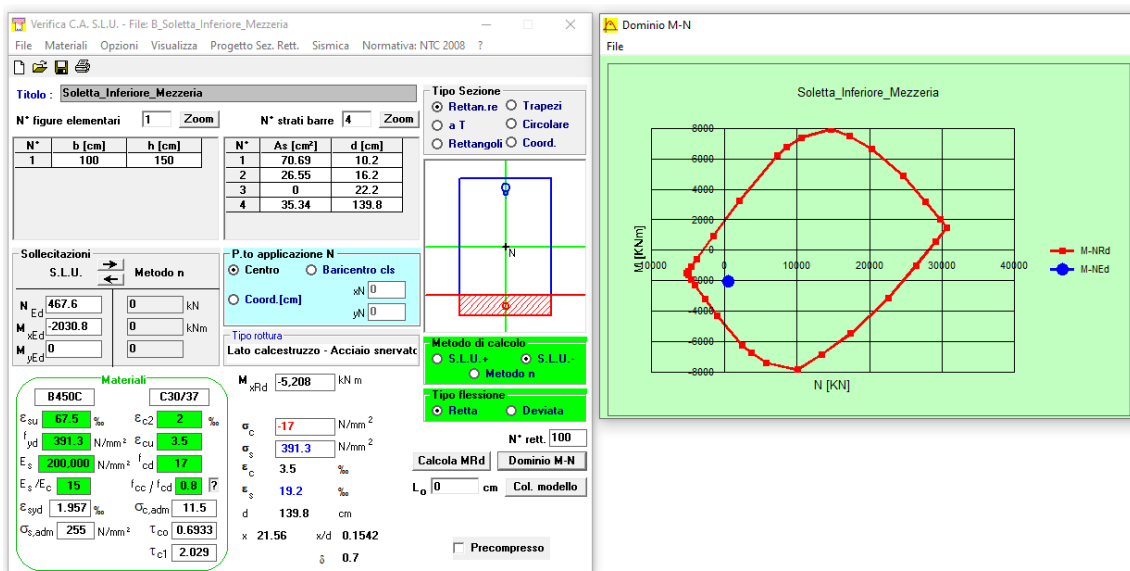


Figura 13-12 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di mezzeria

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.390$

Sezione di appoggio SX (lato piedritto esterno)

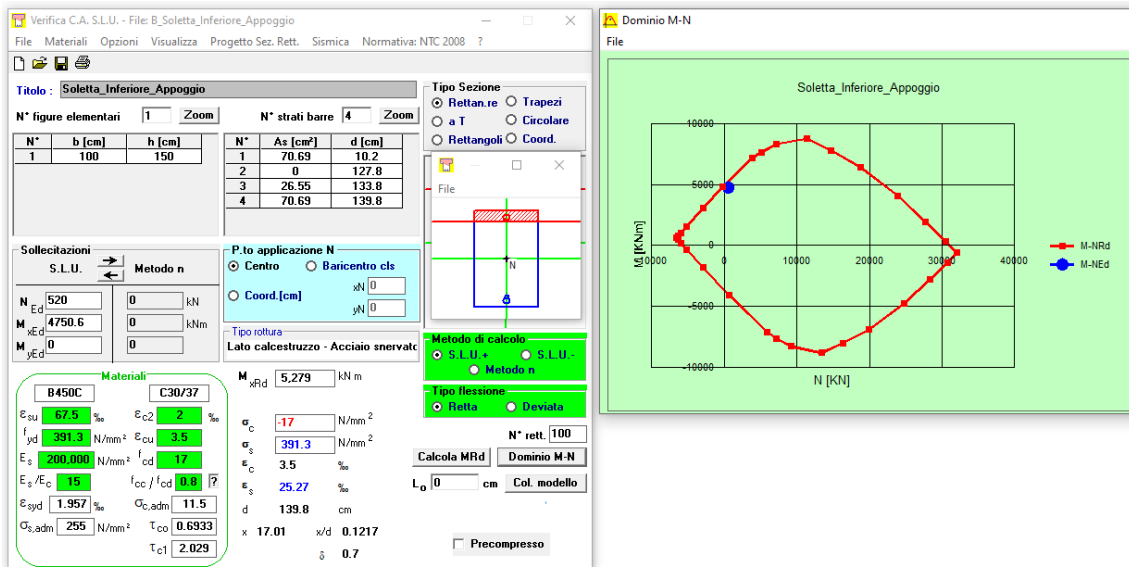


Figura 13-13 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di appoggio SX

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.900$

VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche a taglio per le sezioni maggiormente sollecitate

Sezione armata a taglio

V_{rd}	=	1,314	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	1,167	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	1,314	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	4,872	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	638	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	140.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	769.3	mm ²	Area armatura trasversale
	=	5	cm	n°braccia staffe
s	=	50	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.888$

13.2.2. Verifiche SLE

Per lo stato limite delle tensioni d'esercizio (Rif. NTC 2008, § 4.1.2.2.5) degli elementi strutturali in c.a. si adottano i seguenti limiti:

Tensioni di compressione nel calcestruzzo C30/37:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
- Combinazione di carico quasi-permanente $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 8.1 \text{ N/mm}^2$

Tensioni di trazione nell'acciaio:

- Combinazione di carico rara (caratteristica) $\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$
- Verifiche a fessurazione

Come già accennato in precedenza, visto il combinato di quanto disposto in NTC 2008 par. 4.1.2.2.4 e le importanti integrazioni del Manuale di Progettazione RFI Parte II – Sezione 2 par. *Ponti e Strutture*, par. 2.5.1.8.3.2.4, le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di apertura delle fessure: (Condizioni ambientali Ordinarie, armature poco sensibili):

Combinazione di carico Rara, Gruppo 4:

- $w_k \leq w_1=0.20\text{mm}$ per tutte le sezioni a permanente contatto con il terreno e per tutte le zone non ispezionabili;
- $w_k \leq w_2=0.30\text{mm}$ per le sezioni ispezionabili (mezzeria soletta superiore).

La verifica in oggetto è alquanto severa e quasi sempre dimensionante in termini di impiego delle armature.

Si riportano nel seguito gli output degli elementi di fondazione in termini di sollecitazioni interne per l'inviluppo della combinazione SLE Rara per cui sono state effettuate le verifiche strutturali.

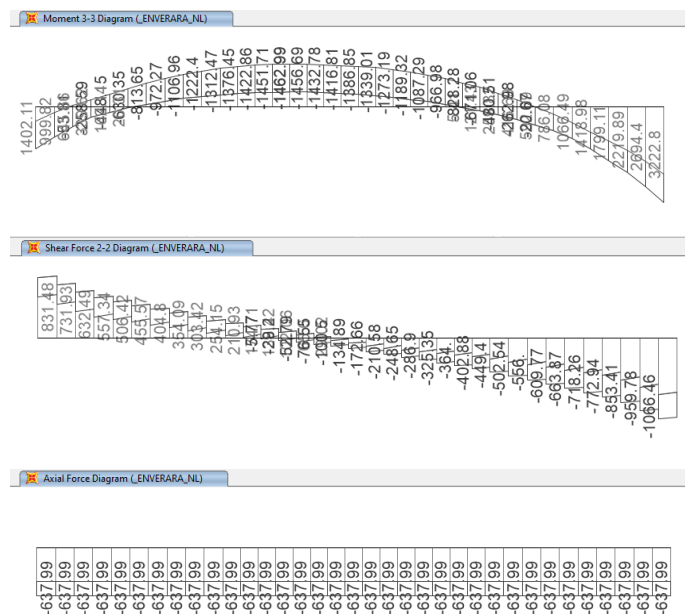


Figura 13-14 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Inviluppo delle combinazioni SLE Rara

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei della soletta inferiore in combinazione SLE Rara:

Tabella 22 Massime e minime sollecitazioni per combinazione SLE Rara

Caso	Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M	V
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kN]
N _{max}	RARA-19-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-638.0	1361.8	771.4
N _{min}	RARA-16-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-443.8	470.9	558.9
M _{max}	RARA-17-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-632.0	1402.1	795.2
M _{min}	RARA-01-NL	Soletta inferiore - canna SX	≈ Mezzeria	497.3	-1463.0	32.8
V _{max}	RARA-05-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio SX	-603.3	926.5	831.5
V _{min}	RARA-01-NL	Soletta inferiore - canna SX	Appoggio DX	-497.3	2585.0	-1066.5

La verifica è effettuata per una sezione di larghezza 1 m e le sollecitazioni derivano dal modello 2D che rappresenta il comportamento di una fascia di un metro di galleria. L'azione assiale di compressione ha segno negativo.

VERIFICA LIMITAZIONE DELLE TENSIONI E APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO

Si riportano le verifiche della limitazione delle tensioni e apertura delle fessure in esercizio per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software ENG8:

Sezione circa di mezzeria

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-497.3	0.000	0.000	1312.5	0

asse neutro: da x=-500.000 y=570.061 a x=500.000 y=570.061

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-4.11	0.00	89.59	-50.65

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

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

dove:

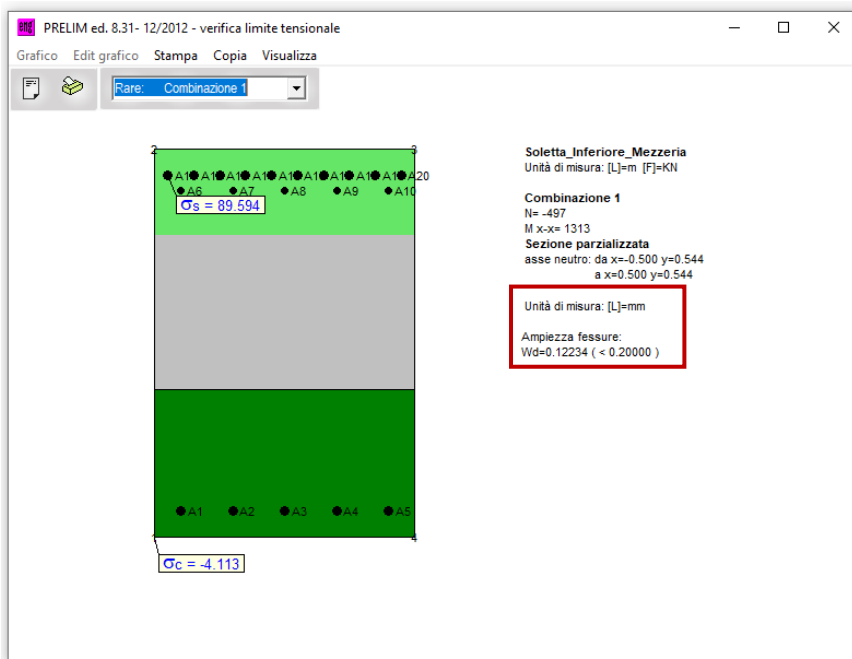
$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot \epsilon_{ret,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_m \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazione Rara

comb	$A_{s,eff}$	$A_{cl,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	w_k
1	9723..	334814..	0.0290	87.82	87...	28.8	0.263	0.50	464...	0.1223

(<0.2)



Le verifiche risultano soddisfatte.

Sezione di appoggio SX (lato piedritto esterno)

PRELIM ed. 8.31- 12/2012

Stampa Copia Indice

Limitazione delle tensioni in esercizio

Combinazione Rara

Combinazione 1

N	Ecc. X	Ecc. Y	Mx	My
-632.0	0.000	0.000	-1402.1	0

asse neutro: da x=-500.000 y=918.611 a x=500.000 y=918.611

Tensioni massime nei materiali

comb	Descrizione	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$
1	Combinazione 1	-3.95	0.00	83.12	-48.79

Verifiche a fessurazione

Viene condotto il calcolo dell'ampiezza delle fessure per ogni combinazione di carico che lo richiede. A questo scopo si adotta l'espressione:

$$\bar{w}_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

dove:

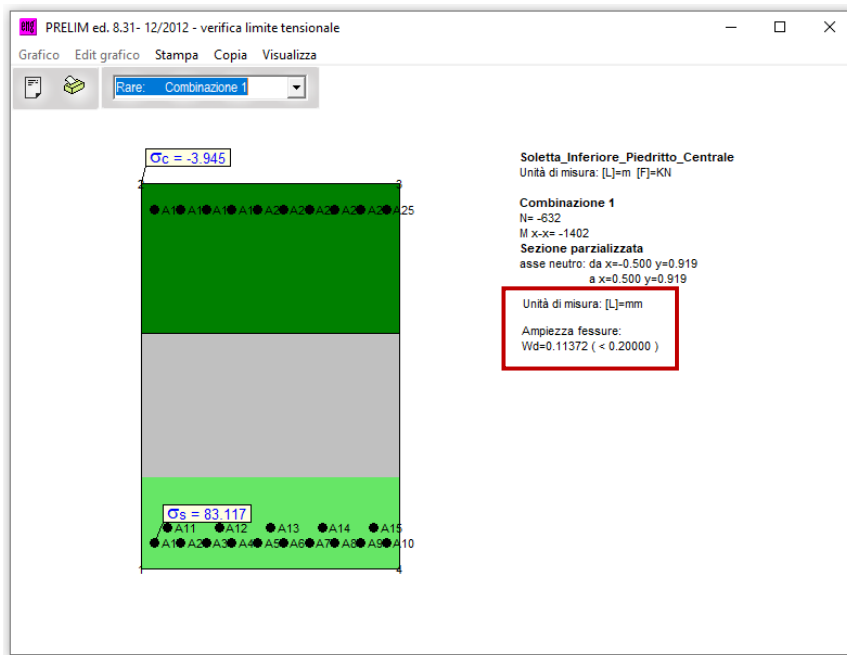
$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + K_1 \cdot K_2 \cdot 0.425 \cdot \sigma_{eq} / \rho_{eff}$$

$$\epsilon_d = \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - K_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{eff} \cdot (1 + E_s / E_c \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s$$

Combinazione Rara

comb	$A_{s,eff}$	$A_{c1,s,eff}$	ρ_{eff}	σ_s	c	σ_{eq}	$\epsilon_d \cdot 10^3$	K_2	$s_{r,max}$	\bar{w}_k
1	1060..	357000..	0.0297	81.08	87...	30.0	0.243	0.50	467...	0.1137

(<0.2)



Le verifiche risultano soddisfatte.

14. VERIFICA AZIONI ECCEZIONALI

14.1. VERIFICA URTO VEICOLO CONTRO PIEDRITTO CENTRALE

L'azione derivante dall'impatto di un veicolo sul piedritto centrale è stata valutata nel paragrafo 8.9.1 e vale $f_{d,y} = 123 \text{ kN/m}$.

Si riportano i risultati ottenuti dal software di calcolo in termini di diagramma del momento flettente, del taglio e di sforzo normale per la combinazione eccezionale:

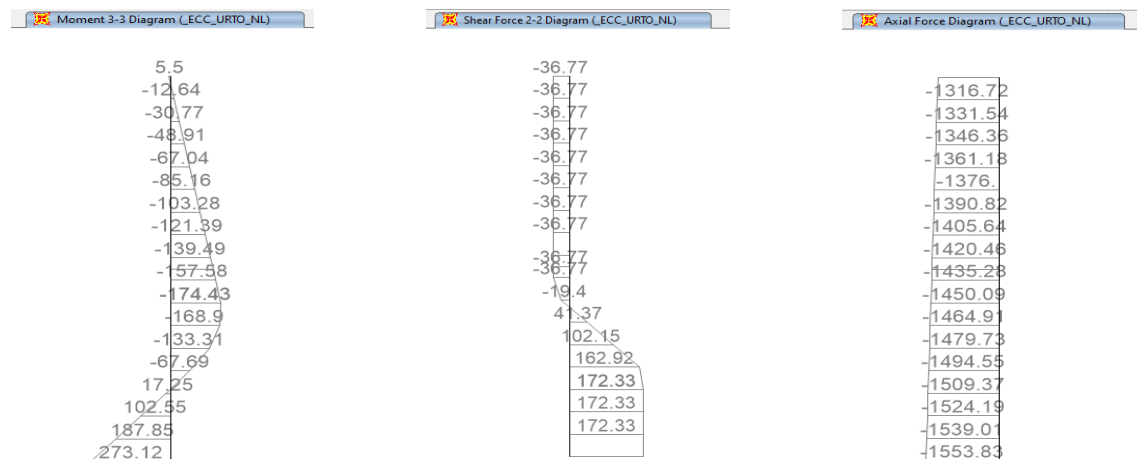


Figura 14-1 Momento flettente, Taglio e Sforzo Normale – Combinazione Eccezionale Urto

Le massime sollecitazioni presenti alla base del piedritto sono:

N_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}
[kN]	[kNm]	[kN]
-1553.8	273.12	172.33

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Si riportano le verifiche a presso-flessione per le sezioni di base eseguita con il Software VCA SLU:

Sezione di base

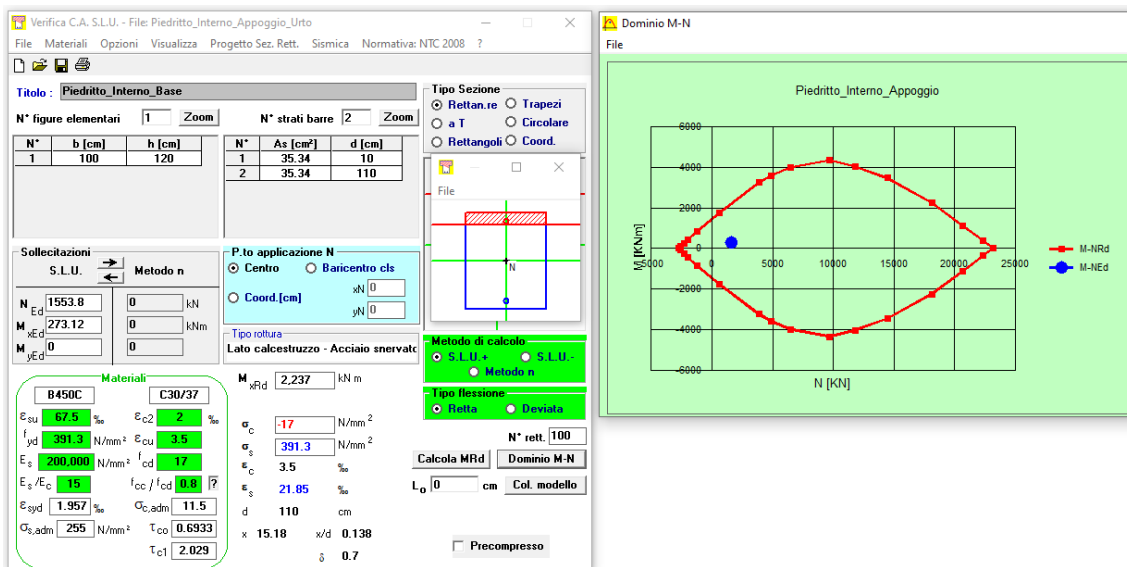


Figura 14-2 Verifica a Presso-Flessione – Sezione di base

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.122$

VERIFICA A TAGLIO

Si riporta la verifica a taglio per la sezione di base:

V_{rd}	=	860	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	172	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	860	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	4,033	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	1,554	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	110.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	384.65	mm ²	Area armatura trasversale
	=	2.5	cm	n°braccia staffe
s	=	30	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.200$

14.2. VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO

Le verifiche di resistenza al fuoco che vengono riportate sono quelle relative alla striscia centrale del manufatto, in cui entrambe le canne sono interessate dal transito dei treni.

Si farà riferimento ad una sezione di larghezza unitaria (1m).

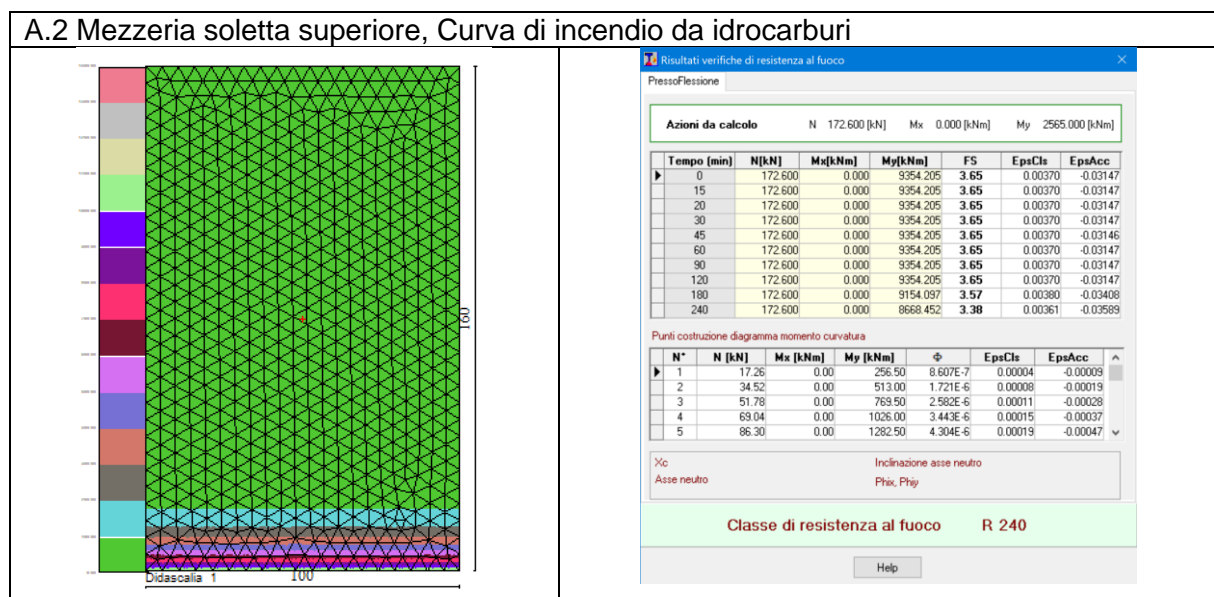
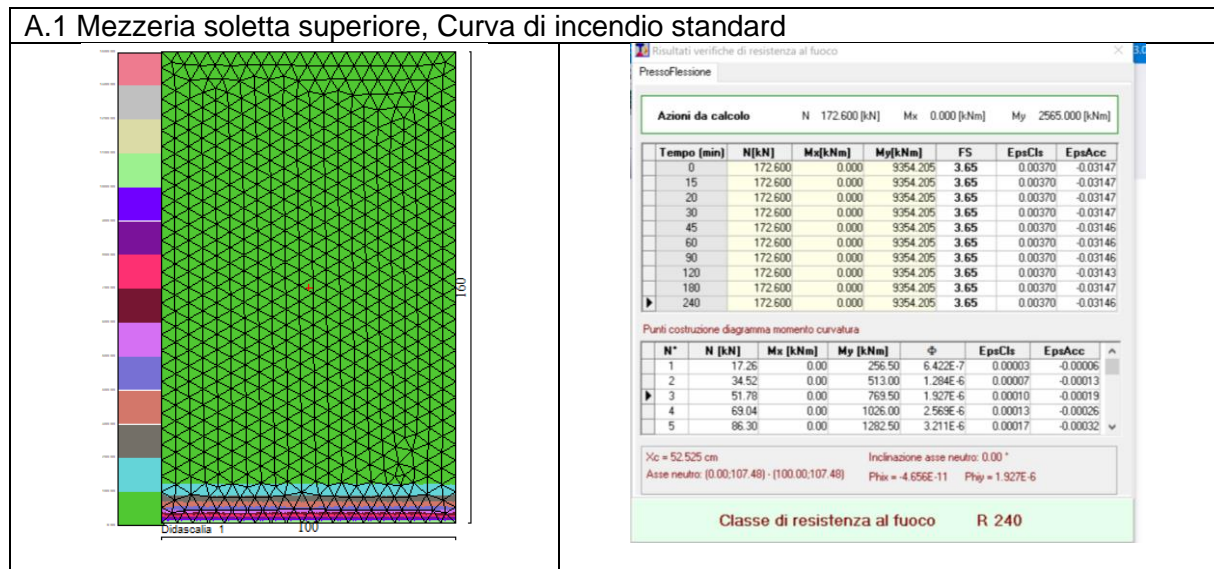
Vengono eseguite col programma di calcolo RAF 10.0 per 3 curve di incendio caratteristiche:

1. Curva di incendio standard,
2. Curva di incendio da idrocarburi,
3. Curva di incendio da idrocarburi maggiorata

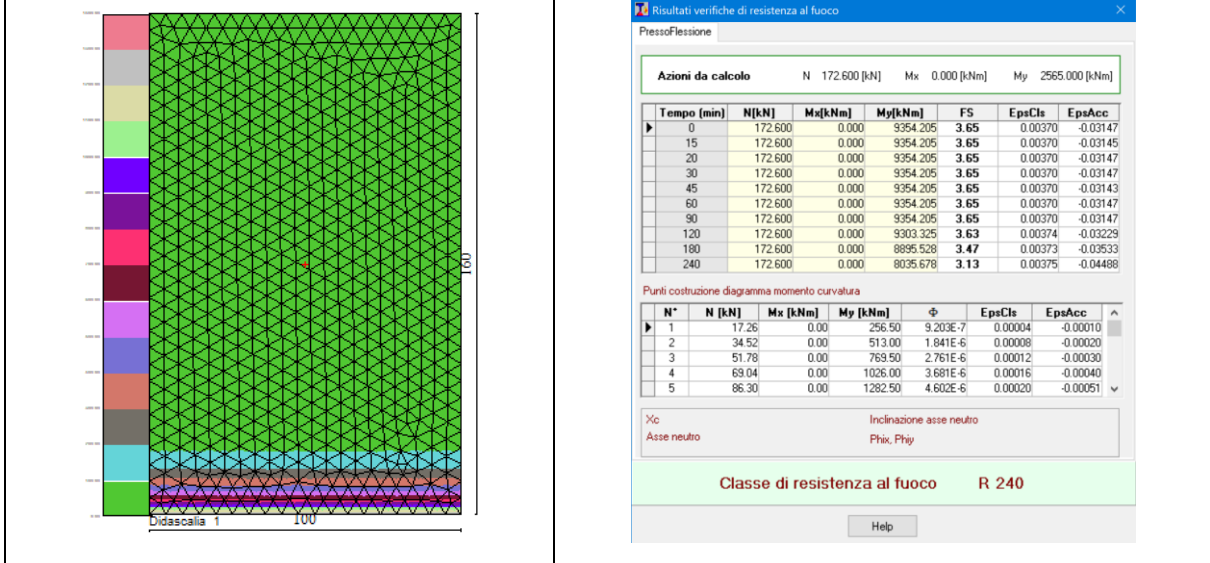
Le sezioni prese in esame sono le seguenti:

- A. Mezzeria della soletta superiore (incendio da intradosso)
- B. Sommità della parete centrale (incendio concomitante in entrambe le canne).

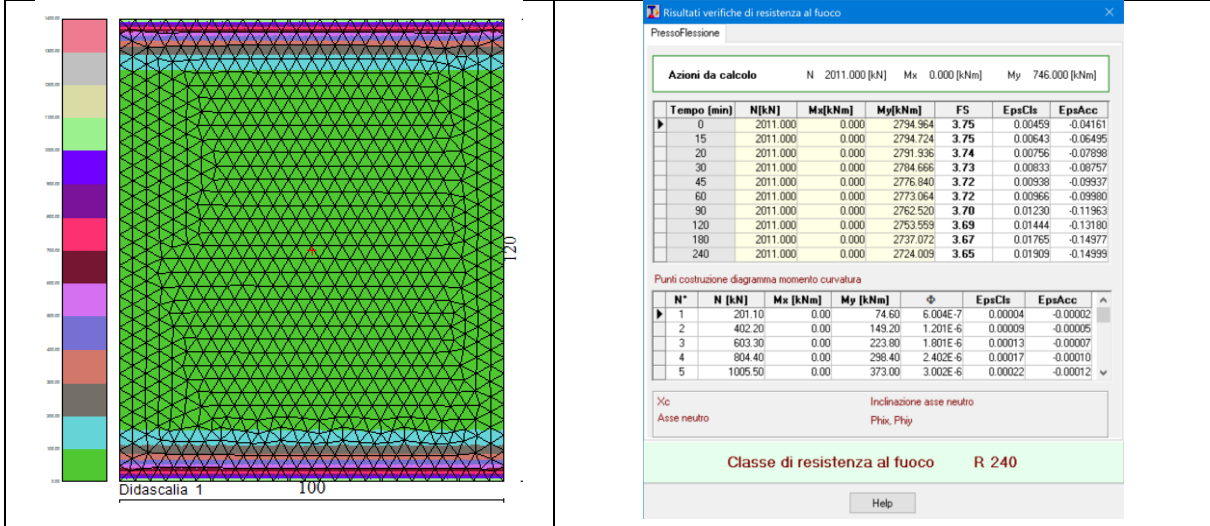
Di seguito, per ciascuna sezione e per ciascuna curva di incendio, si riporta un output grafico con le isoterme (ogni striscia di colore corrisponde ad un intervallo crescente di passo 100°C) ed il coefficiente di sicurezza allo stato limite ultimo.



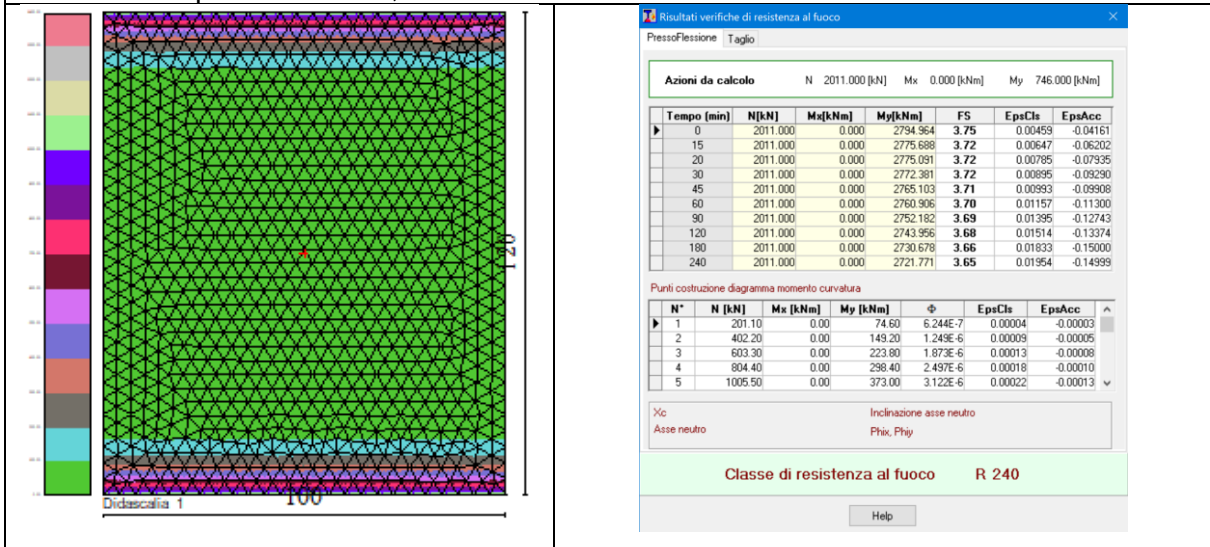
A.3 Mezzeria soletta superiore, Curva di incendio da idrocarburi maggiorata



B.1 Sommità parete centrale, Curva di incendio standard



B.2 Sommità parete centrale, Curva di incendio da idrocarburi



B.3 Sommità parete centrale, Curva di incendio da idrocarburi maggiorata



15. VERIFICHE DI DEFORMAZIONE E VIBRAZIONE

15.1. INFLESSIONE NEL PIANO VERTICALE DELL'IMPALCATO

In base a quanto indicato nelle Istruzioni FS, nonché nel D.M. 14.01.2008, considerando la presenza del treno di carico LM71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, e considerando la variazione di temperatura lineare lungo l'altezza dell'impalcato pari a ± 2.5 ° centigradi, il massimo angolo di rotazione θ_{\max} all'estremità dell'impalcato dovrà risultare inferiore a $\theta_{\text{amm}} = 1.5 \cdot 10^{-3}$ rad.

Per quanto concerne le rotazioni attribuibili alla presenza del treno di carico LM71, si sono considerate le Combinazioni Elementari costituite dal carico centrato e si sono valutate le rotazioni sui nodi di estremità della soletta superiore, depurate della rototraslazione rigida della struttura. Inoltre lo spostamento orizzontale, conseguente all'inflessione per effetto dei carichi accidentali verticali del piano di posa del ballast, dovrà risultare non superiore ad 8.0mm.

15.1.1. Verifica rotazione complessiva

- Rotazione prodotta dal treno di carico LM71 centrato:

$$\theta_{\text{LM71}} = 2.8 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

- Rotazione prodotta dalla variazione termica lineare lungo l'altezza dell'impalcato:

$$\theta_{\Delta T} = \pm 8.9 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

- Rotazione complessiva θ_{TOT} :

$$\theta_{\text{LM71}} + \theta_{\Delta T} = 3.69 \cdot 10^{-4} < \theta_{\text{amm}} = 1.5 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

15.1.2. Verifica spostamento orizzontale

- Spostamento orizzontale nel piano del Ballast:

$$\delta_h = \theta_{\text{TOT}} \cdot H = 3.69 \cdot 10^{-4} \cdot (800+1900) = 0.73\text{mm} < 8.0\text{mm.}$$

Dove con H è stata considerata la distanza dall'asse della soletta superiore fino al piano del ferro.

15.1.3. Verifica inflessione verticale

Considerando la presenza dei treni di carico LM71, SW/0, SW/2 incrementati con il coefficiente dinamico e con il coefficiente α , il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non deve eccedere il valore di $L/600$. Si farà riferimento soltanto al treno di carico che determina l'inflessione più gravosa (LM71):

- Inflessione ammissibile:

$$\delta_{h,\max} = 17'050 / 600 = 28.4\text{mm}$$

- Massima inflessione:

$$\delta_{h,\text{LM71}} = 1.56\text{mm} < 28.4\text{mm.}$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

15.2. STATO LIMITE PER IL CONFORT DEI PASSEGGERI

La verifica viene eseguita in base a quanto indicato nelle Istruzioni FS considerando la presenza del treno di carico LM71 incrementato con il coefficiente dinamico.

Il limite di deformabilità è valutato in funzione della luce di calcolo e della massima velocità di progetto del convoglio così come proposto nella seguente immagine del manuale RFI:

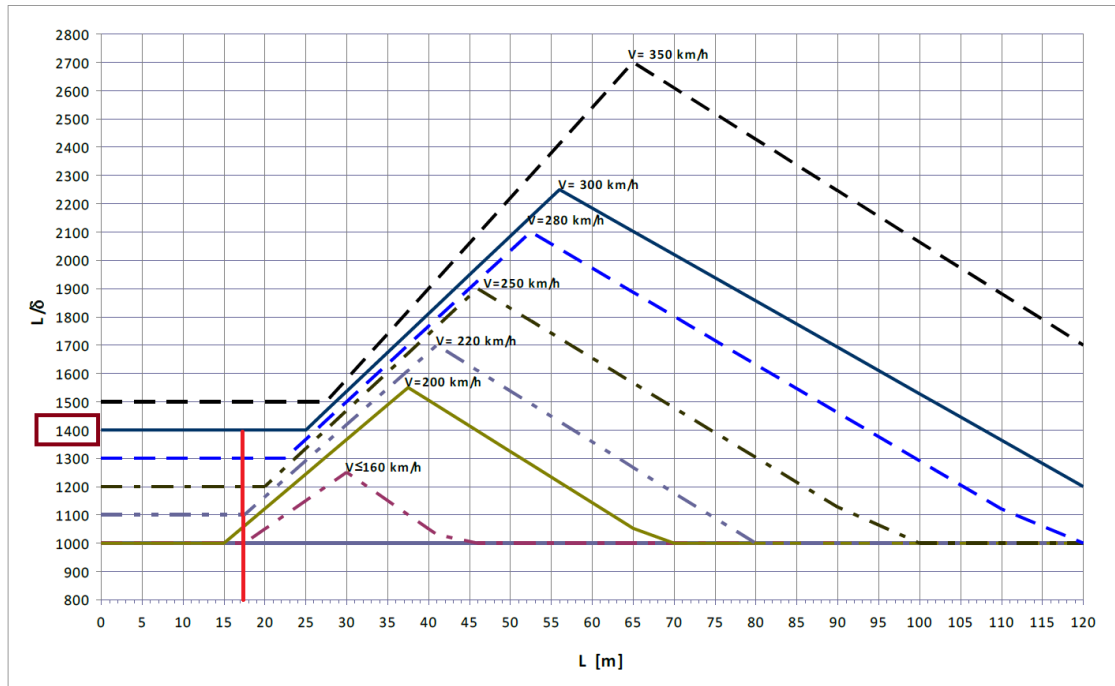


Figura 15-1 Limite di deformabilità L/δ

- Limite di deformabilità per impalcati in semplice appoggio:

$$L/\delta_{lim} = 1'400$$

- Freccia limite ammissibile per impalcati in semplice appoggio (due campate $\rightarrow \alpha = 1.2$):

$$\delta_{lim} = \alpha * L / 1'400$$

- Freccia limite ammissibile per impalcati a 2 campate continue:

$$\delta_{lim} = 1.2 * 0.7 * L / 1400 = L / 1'666.7 = 17'050 / 1'666.7 = 10.23\text{mm}$$

- Massima inflessione:

$$\delta_{h,LM71} = 1.56\text{mm} < 10.23\text{mm}.$$

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

16. VERIFICHE SLU GEOTECNICHE

16.1. VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Nel caso in esame la verifica a carico limite viene effettuata in condizioni drenate.

La verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno viene eseguita secondo l'Approccio 2 delle NTC2008, considerando la seguente combinazione di gruppi di coefficienti:

- Combinazione: (A1+M1+R3)

Tale verifica viene svolta prendendo esame sia le Condizioni di SLU che di SLV e, in ognuna di esse, la Combinazione che nel modello agli elementi finiti produce la massima tensione nelle molle. A partire dall'andamento tensionale nelle molle vengono determinate intensità e posizione del carico risultante (dapprima rispetto allo zero di riferimento, quindi rispetto al centro della soletta di fondazione).

Si riportano i risultati relativi ad una striscia di profondità unitaria $L_y = 1\text{m}$ ottenuti dal modello di calcolo SAP2000:

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
STR-27-NL	NonStatic	Max	725.992	4.773E-17	10217.738	3.58E-17	-172300.213	1.747E-15
SLV-01-NL	NonStatic	Max	1305.675	3.855E-17	6300.784	2.891E-17	-105152.712	1.411E-15

Figura 16-1 Risultati delle azioni per una striscia di scatolare di profondità unitaria

Condizioni SLU, Combinazione STR-27-NL

Azione verticale:	F_z		=	10'218 kN
Azione trasversale:	F_x		=	726 kN
Momento rispetto all'origine del modello:	M_y		=	172'300 kNm
Eccentricità rispetto al centro del manufatto:	e_x	=	$37.90/2 - (1.30/2 + M_y/F_z)$	= 1.44 m

Condizioni SLV, Combinazione SLV-01-NL

Azione verticale:	F_z		=	6'300 kN
Azione trasversale:	F_x		=	1306 kN
Momento rispetto all'origine del modello:	M_y		=	105'152 kNm
Eccentricità rispetto al centro del manufatto:	e_x	=	$37.90/2 - (1.30/2 + M_y/F_z)$	= 1.61 m

Le verifiche di portanza vengono svolte considerando caricato in egual misura l'intero concio, avente profondità $L_y = 54\text{m}$, pertanto le azioni desunte dal modello saranno moltiplicate per tale valore.

Prudenzialmente si è assunto un angolo di attrito del terreno $\phi'=35^\circ$, e si è considerata la falda a quota intradosso fondazione.

Si riporta nelle pagine seguenti alcune tabelle riassuntive dei risultati ottenuti con l'applicazione del metodo di Brinch Hansen (1970):

Condizioni drenate					
DATI DI INPUT. 1) STAT. STRU					
Larghezza della fondazione: B	B =	37.90	m		
Lunghezza della fondazione: L	L =	54.00	m		
Approfondimento della fondazione: D	D =	0.00	m		
Inclinazione della base: α	$\alpha =$	0.00	°		
Inclinazione del piano campagna: ω	$\omega =$	0.00	°		
Angolo di attrito del terreno	$\phi' =$	35.00	°		
Coesione drenata	$c' =$	0.00	kPa		
Peso specifico totale del terreno	$\gamma =$	20.00	kN/mc		
Peso specifico immerso del terreno	$\gamma' =$	10.00	kN/mc		
Profondità della falda dal piano di imposta	$h_w =$	0.00	m		
Pressione al piano di posa delle fondazioni		0.00	kPa		
SOLLECITAZIONI					
Sforzo normale	N =	551'772.00	kN		
Taglio in direzione larghezza	$T_x =$	39'204.00	kN		
Taglio in direzione lunghezza	$T_y =$	0.00	kN		
Mom. flett. in direzione larghezza	$M_y =$	794'551.68	kNm		
Mom. flett. in direzione lunghezza	$M_x =$	0.00	kNm		
Fattore parziale di resistenza	$\gamma_R =$	2.30			
Eccentricità in direzione larghezza: e_B		1.44	m		
Eccentricità in direzione lunghezza: e_L		0.00	m		
Larghezza ridotta: B'		35.02	m		
Lunghezza ridotta: L'		54.00	m		
RISULTATI					
		Termine di superficie (γ)		Termine di coesione (c)	
		$0.5 \cdot \gamma' \cdot B' =$	175.10	$c' =$	0.00
				Termine di profondità (q)	
				$q =$	0.00
fattori:					
di capacità portante	N	48.03		46.12	33.30
di forma	s	0.74		1.47	1.45
di approfondimento	d	1.00		1.00	1.00
di incl. del carico	i	0.83		0.89	0.89
di incl. del piano campagna	g	1.00		1.00	1.00
di incl. della base	b	1.00		1.00	1.00
		5'146.86		0.00	0.00
Verifica capacità portante in termini di pressione			Verifica capacità portante in termini di carico		
Pressione limite: $q_{Lim} =$	5'146.9	kPa	Carico limite: $P_{Lim} = q_{Lim} \cdot B' \cdot L'$	9'733'132.5	kN
Pressione resistente: $q_{Rd} = q_{Lim} / \gamma_R$	2'237.8	kPa	Carico resistente: $Q_{Rd} = P_{Lim} / \gamma_R$	4'231'796.7	kN
Pressione di progetto: $q_{Ed} =$	291.8	kPa	Carico di progetto: $Q_{Ed} =$	551'772.0	kN
Fattore di sicurezza: $F_s = q_{Rd} / q_{Ed} =$	7.7	(≥ 1.0)	$F_s = Q_{Rd} / Q_{Ed} =$	7.7	(≥ 1.0)
	(OK)			(OK)	

Condizioni drenate					
DATI DI INPUT. 2) SIS. SLV					
Larghezza della fondazione: B	B =	37.90	m		
Lunghezza della fondazione: L	L =	54.00	m		
Approfondimento della fondazione: D	D =	0.00	m		
Inclinazione della base: α	$\alpha =$	0.00	°		
Inclinazione del piano campagna: ω	$\omega =$	0.00	°		
Angolo di attrito del terreno	$\phi' =$	35.00	°		
Coesione drenata	$c' =$	0.00	kPa		
Peso specifico totale del terreno	$\gamma =$	20.00	kN/mc		
Peso specifico immerso del terreno	$\gamma' =$	10.00	kN/mc		
Profondità della falda dal piano di imposta	$h_w =$	0.00	m		
Pressione al piano di posa delle fondazioni		0.00	kPa		
SOLLECITAZIONI					
Sforzo normale	N =	340'200.00	kN		
Taglio in direzione larghezza	$T_x =$	70'524.00	kN		
Taglio in direzione lunghezza	$T_y =$	0.00	kN		
Mom. flett. in direzione larghezza	$M_y =$	547'722.00	kNm		
Mom. flett. in direzione lunghezza	$M_x =$	0.00	kNm		
Fattore parziale di resistenza	$\gamma_R =$	2.30			
Eccentricità in direzione larghezza: e_B		1.61	m		
Eccentricità in direzione lunghezza: e_L		0.00	m		
Larghezza ridotta: B'		34.68	m		
Lunghezza ridotta: L'		54.00	m		
RISULTATI					
		Termine di superficie		Termine di coesione	Termine di profondità
		$0.5 \cdot \gamma' \cdot B' =$	173.40	$c' =$	0.00
fattori:					$q' =$
di capacità portante	N		48.03		46.12
di forma	s		0.74		1.46
di approfondimento	d		1.00		1.00
di incl. del carico	i		0.55		0.68
di incl. del piano campagna	g		1.00		1.00
di incl. della base	b		1.00		1.00
			3'392.63		0.00
Verifica capacità portante in termini di pressione			Verifica capacità portante in termini di carico		
Pressione limite: $q_{Lim} =$	3'392.6	kPa	Carico limite: $P_{Lim} = q_{Lim} \cdot B' \cdot L'$	6'353'447.1	kN
Pressione resistente: $q_{Rd} = q_{Lim} / \gamma_R$	1'475.1	kPa	Carico resistente: $Q_{Rd} = P_{Lim} / \gamma_R$	2'762'368.3	kN
Pressione di progetto: $q_{Ed} =$	181.7	kPa	Carico di progetto: $Q_{Ed} =$	340'200.0	kN
Fattore di sicurezza: $F_s = q_{Rd} / q_{Ed} =$	8.1	(≥ 1.0)	$F_s = Q_{Rd} / Q_{Ed} =$	8.1	(≥ 1.0)
	(OK)			(OK)	

Come risulta dalle tabelle di cui sopra, le verifiche sono ampiamente soddisfatte.

16.2. VERIFICA DI STABILITÀ DELLO SCAVO PROVVISORIALE

Per la verifica di stabilità dello scavo si rimanda alla Relazione di calcolo delle Opere Provvisoriali.

17. ANALISI E VERIFICA DEI ROSTRI

17.1. CODICE DI CALCOLO

L'analisi dei rostri è stata condotta con il metodo degli elementi finiti (FEM) utilizzando il codice di calcolo SAP2000 versione 24.2.0, prodotto dalla società Computers and Structures, Inc BerkelySI America.

17.2. TIPOLOGIA DI ANALISI SVOLTA

Trattandosi di opera interrata di tipo rigido la determinazione delle sollecitazioni sia in campo statico che in campo sismico è stata svolta mediante analisi statica lineare secondo le teorie classiche della Scienza delle Costruzioni, trascurando le eventuali capacità dissipative della struttura ($q=1$) e sfruttando il principio di sovrapposizione degli effetti.

17.3. MODELLAZIONE ADOTTATA

I n.3 rostri del monolite sono stati modellati separatamente dal resto della galleria e sono costituiti da elementi di tipo "shell" aventi spessore di 1.30m per i rostri esterni e 1.20m per il rostro centrale. I rostri hanno una forma approssimativamente trapezoidale con altezza e sviluppo longitudinale pari a circa 9.0m.

In corrispondenza della sezione di collegamento tra i rostri stessi e lo scatolare sono stati inseriti dei vincoli di tipo incastro per simulare la continuità strutturale con il monolite. A loro volta i rostri sono collegati tra di loro per mezzo di n.2 travi di collegamento con sezione 1.00x1.60m e lunghezza $L = 17.05m$. le travi (puntoni) sono state modellate, invece, con elementi di tipo "beam".

Si riporta un estratto del programma di calcolo che mostra una vista estrusa del modello 3D:

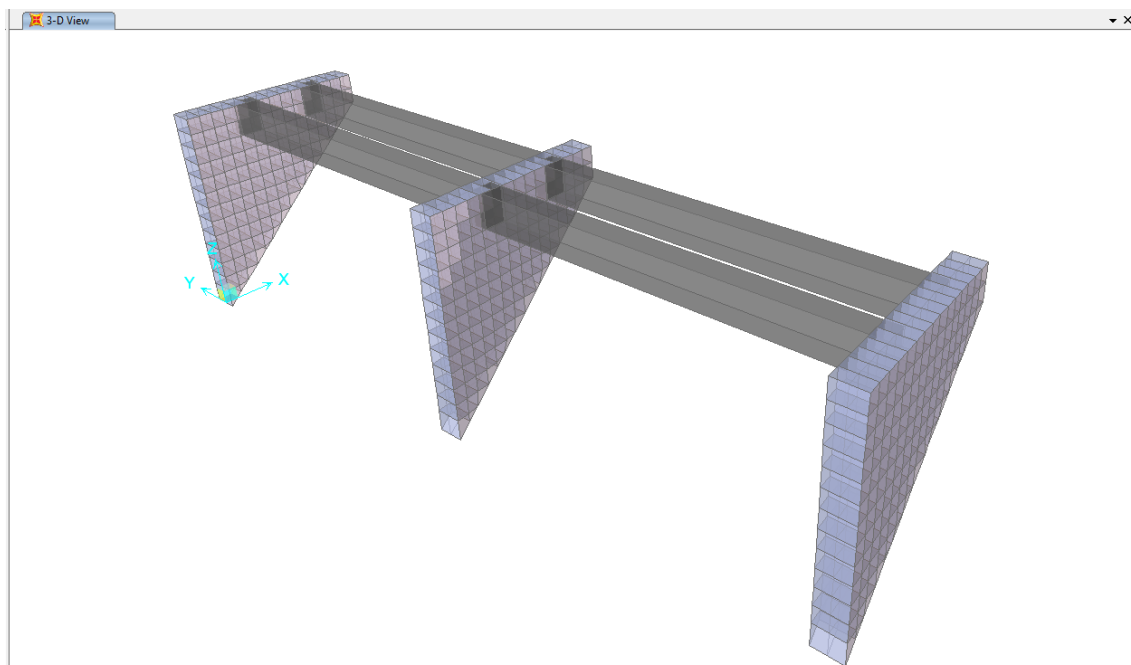


Figura 17.1 Vista 3D Rostri modello di calcolo FEM (SAP2000)

17.4. ANALISI DEI CARICHI

17.4.1. Peso proprio strutturale

- Calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.}$ = 25 kN/m³

17.4.2. Carichi permanenti portati (G_{2k})

Strato	Spessore [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G _{2k} [kN/m ²]
- Tavolato:			2.0
- Sottostruttura a sostegno dei binari:			20.0

17.4.3. Spinta del terreno in condizioni di riposo

Il calcolo della spinta del terreno sui rostri viene effettuata in condizioni di spinta a riposo, per effetto dei carichi G_{2k}:

Spinta del terreno in condizioni di riposo per carichi G_{2k}

$\phi^{\text{ritombamento}}$	=	30	[°]
γ_{terreno}	=	20.0	[kN/m ³]
K_0	=	0.5	[-]
h_1 ($h_{\text{ricoprimento}}$)	=	0.9	[m]
h_2 ($h_{\text{piedritto}} + h_{\text{ricoprimento}}$)	=	11.5+0.9	[m]
$p_{h,1}$ (-0.9m)	=	9.0	[kN/m]
$p_{h,2}$ (-11.51m)	=	115.1	[kN/m]

In cui:

$$P_{h,i} = \gamma_{\text{terreno}} * h_i * K_0$$

17.4.4. Spinta del terreno dovuta al carico variabile

Si considera una spinta laterale dovuta alla presenza di un sovraccarico accidentale pari a 40kN/mq:

Spinta del terreno in condizioni di riposo per carichi Q_k

Sovraccarico q_s	=	40.0	[kN/m ²]
k_0	=	0.5	[-]
p_h (costante)	=	20.0	[kN/m]

In cui:

$$P_h = q_s * K_0$$

17.4.5. Carichi variabili da traffico ferroviario (Q)

Per l'azione variabile da traffico ferroviario è stata considerata quella derivata dal treno SW/2 senza alcuna diffusione del carico. Il coefficiente dinamico è stato valutato in analogia a quanto fatto nel paragrafo 8.3.2 e nel caso in esame vale $\Phi_3 = 1.28$.

Per tale modello di carico si ha dunque:

Tabella 5.2.I - Caratteristiche Treno di Carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

da cui:

$$q = q_{vk} \cdot \phi_3 = 150 \cdot 1.28 = 192.2 \text{ kN/m}^2$$

17.5. APPLICAZIONE DEI CARICHI MODELLO ROSTRO

I carichi analizzati vengono applicati nel modello strutturale 3D.

Il peso proprio degli elementi strutturali viene computato direttamente dal software considerando il peso specifico degli elementi in c.a. pari a 25 kN/m^3 attraverso la definizione di un "Load Pattern" G_{1k} con moltiplicatore dei carichi propri unitario.

I carichi distribuiti o di superficie vengono dunque applicati come carichi lineari agli elementi "beam" e come pressioni su elementi "shell".

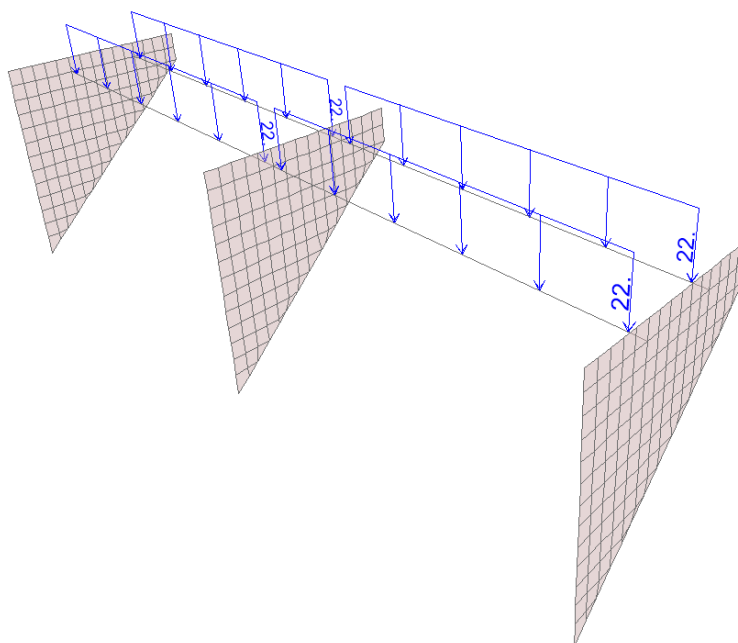


Figura 17-2 Carico da permanenti portati [kN/m]

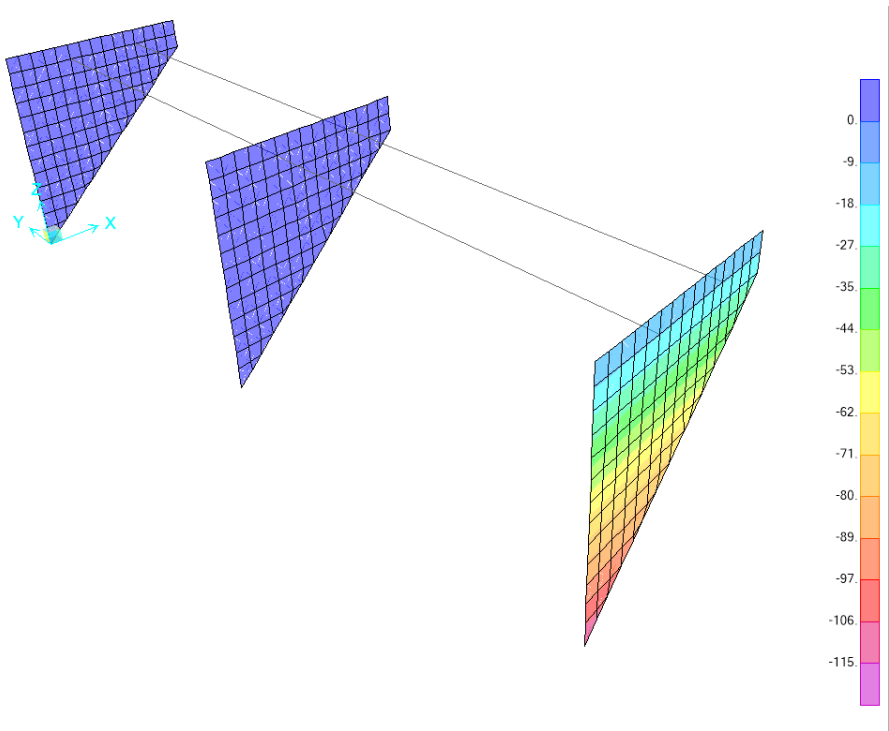


Figura 17-3 Spinta terra a riposo – Rostro SX [kN/m²]

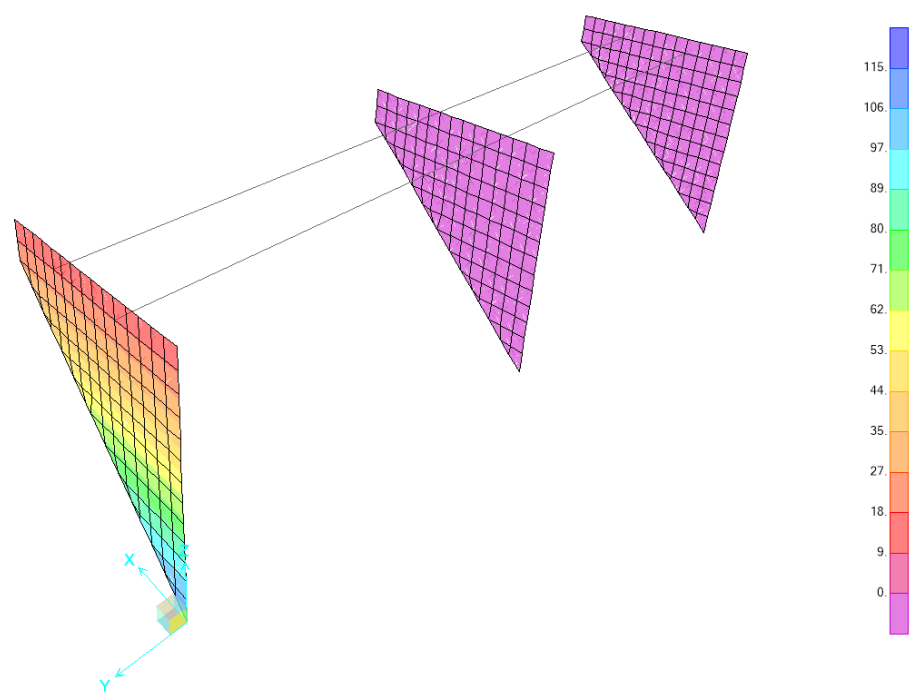


Figura 17-4 Spinta terra a riposo – Rostro DX [kN/m²]

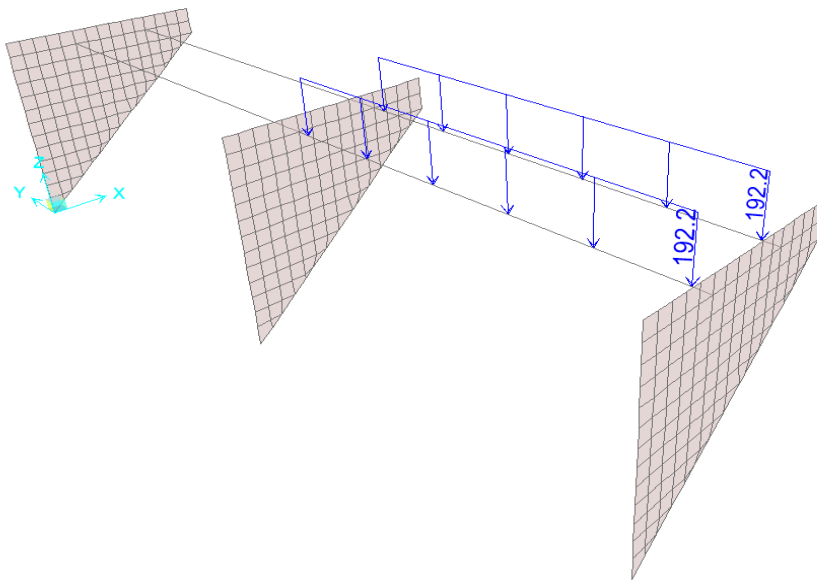


Figura 17-5 Acc. Treno SW/2 – Rostri SX [kN/m]

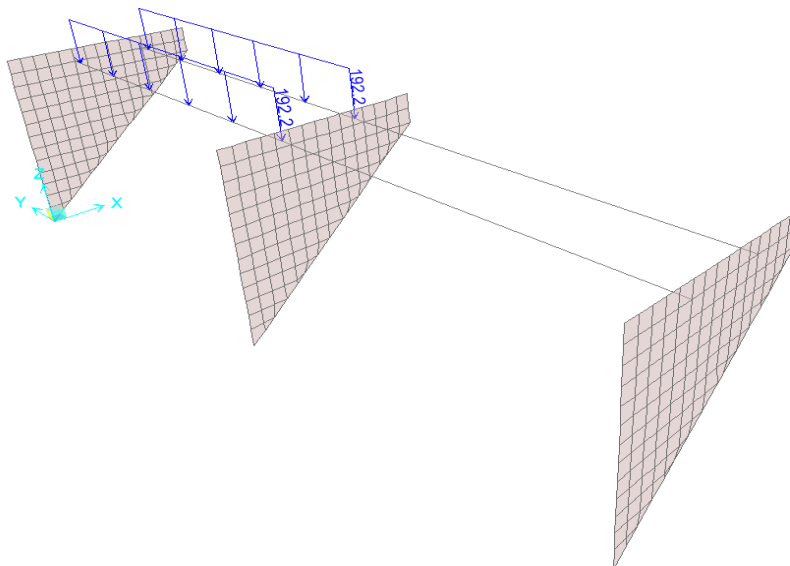


Figura 17-6 Acc. Treno SW/2 – Rostri DX [kN/m]

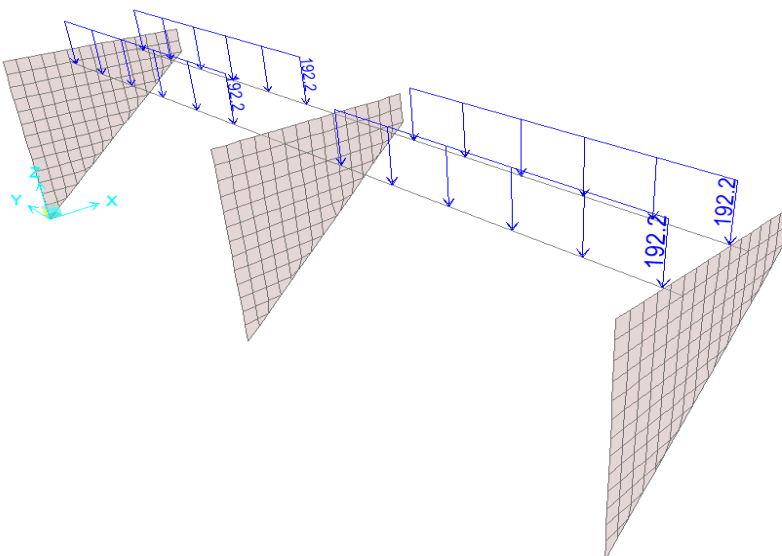


Figura 17-7 Acc. Treno SW/2 – Rostri SX/DX [kN/m]

17.6. COMBINAZIONI DI CARICO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato del D.M. 14.01.2008 (NTC 2008) con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Per le verifiche strutturali viene fatto riferimento al Capitolo 5 delle NTC2008, con coefficienti parziale delle azioni allo SLU e il calcolo viene condotto con riferimento alla seguente combinazione delle azioni:

$$1. \text{ SLU Fondamentale} \quad \gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{ki}$$

Le azioni applicate sono riassunte di seguito:

DEAD	Load pattern
PERMANENTI_NS	Load pattern
SPINTA_TERRA_RIPOSO_SX	Load pattern
SPINTA_TERRA_RIPOSO_DX	Load pattern
ACC_TERRA_TRENO_SX	Load pattern
ACC_TERRA_TRENO_DX	Load pattern
ACC_TRENO_SX	Load pattern
ACC_TRENO_DX	Load pattern

Si riportano le combinazioni di carico che vengono considerate per il calcolo delle sollecitazioni di progetto per il rostro:

ROSTRO		COMBINAZIONI	DEAD	PERMANENTI_NS	SPINTA_TERRA_RIPOSO_SX	SPINTA_TERRA_RIPOSO_DX	SPINTA_TERRA_TRENO_SX	SPINTA_TERRA_TRENO_DX	ACC_TRENO_SX	ACC_TRENO_DX	ACC_TRENO_SX+DX
	STR-01	1.35	1.50	1.35	1.35	1.45	0.00	1.45	0.00	0.00	
	STR-02	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	
	STR-03	1.35	1.50	1.00	1.35	0.00	1.45	1.45	0.00	0.00	
	STR-04	1.35	1.50	1.35	1.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	
	STR-05	1.35	1.50	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	

17.7. RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito si riportano gli output delle analisi in termini di inviluppo per le combinazioni SLU.

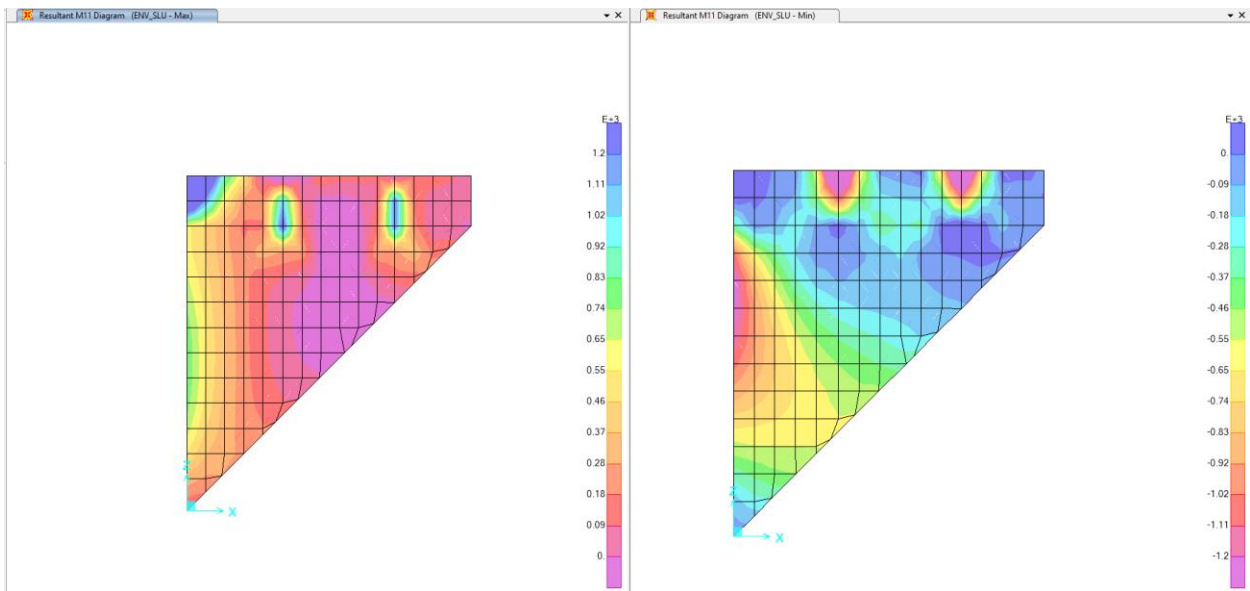


Figura 17-8 Inviluppo diagramma del momento flettente m11 rostro esterno – ENV_SLU

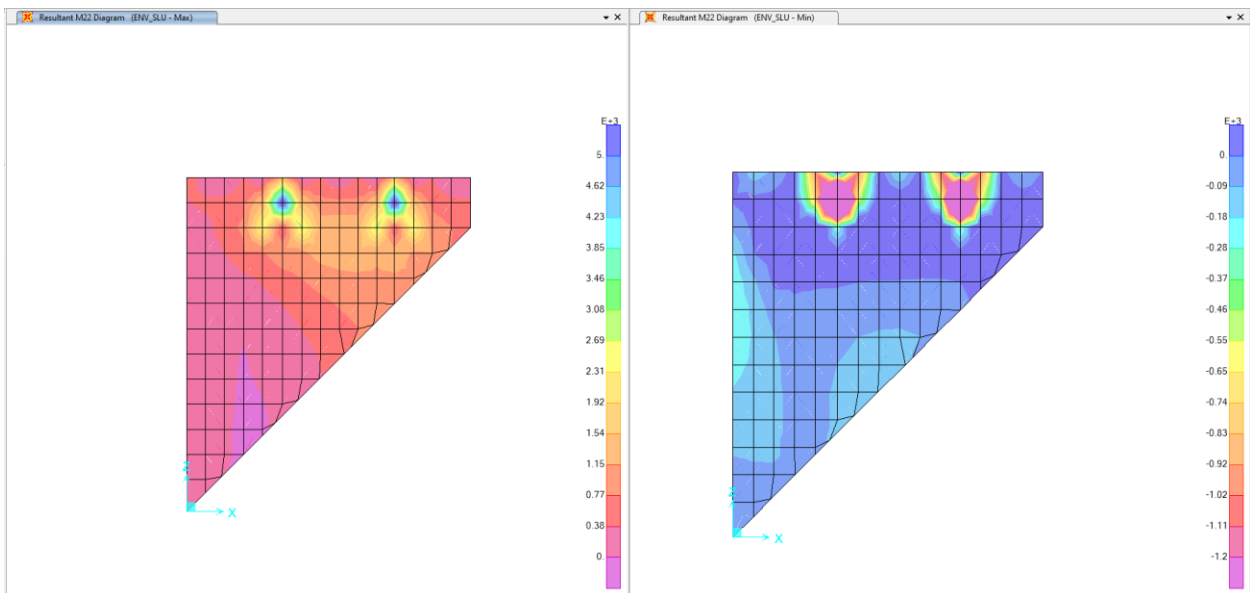


Figura 17-9 Inviluppo diagramma del momento flettente m22 rostro esterno – ENV_SLU

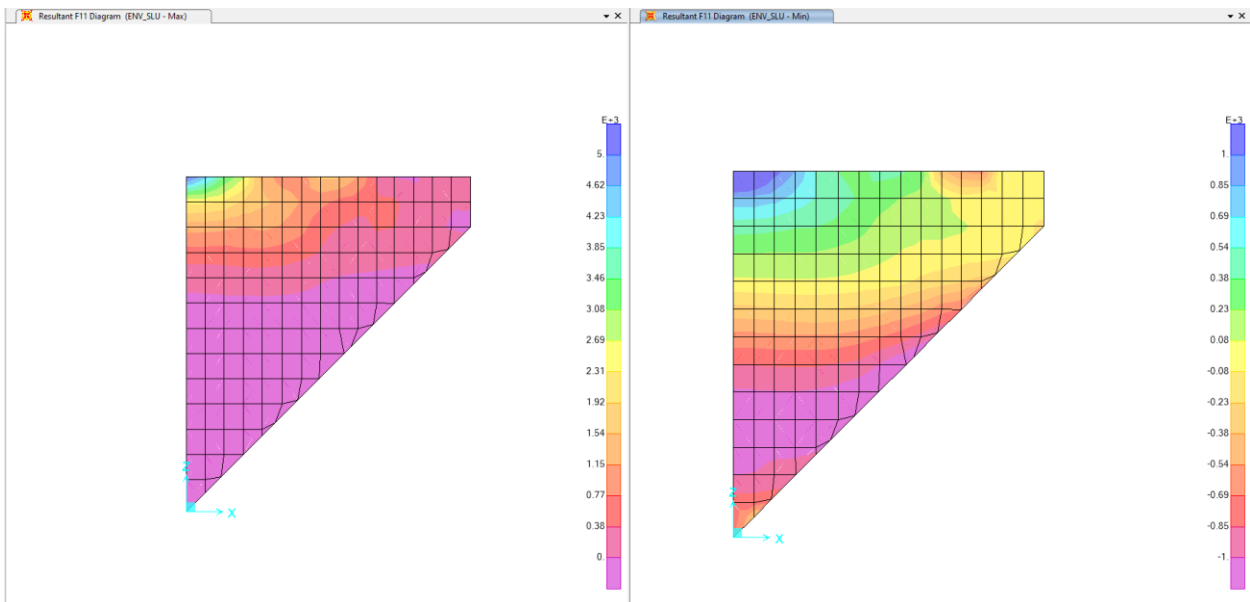


Figura 17-10 Involuppo diagramma azione assiale f11 rostro esterno – ENV_SLU

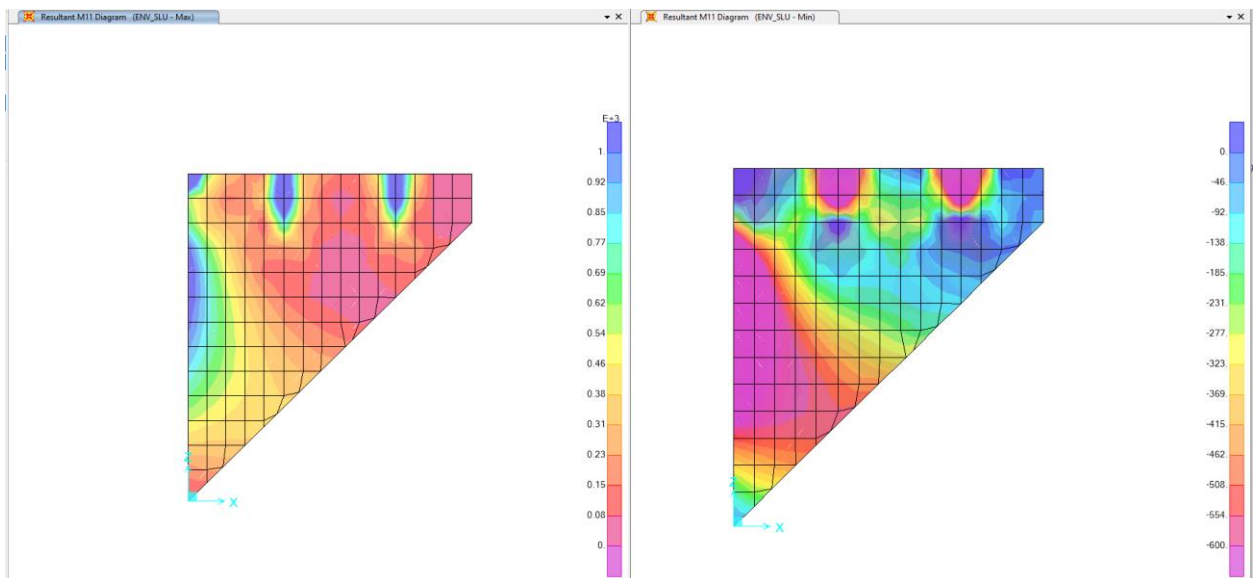


Figura 17-11 Involuppo diagramma azione assiale m11 rostro centrale – ENV_SLU

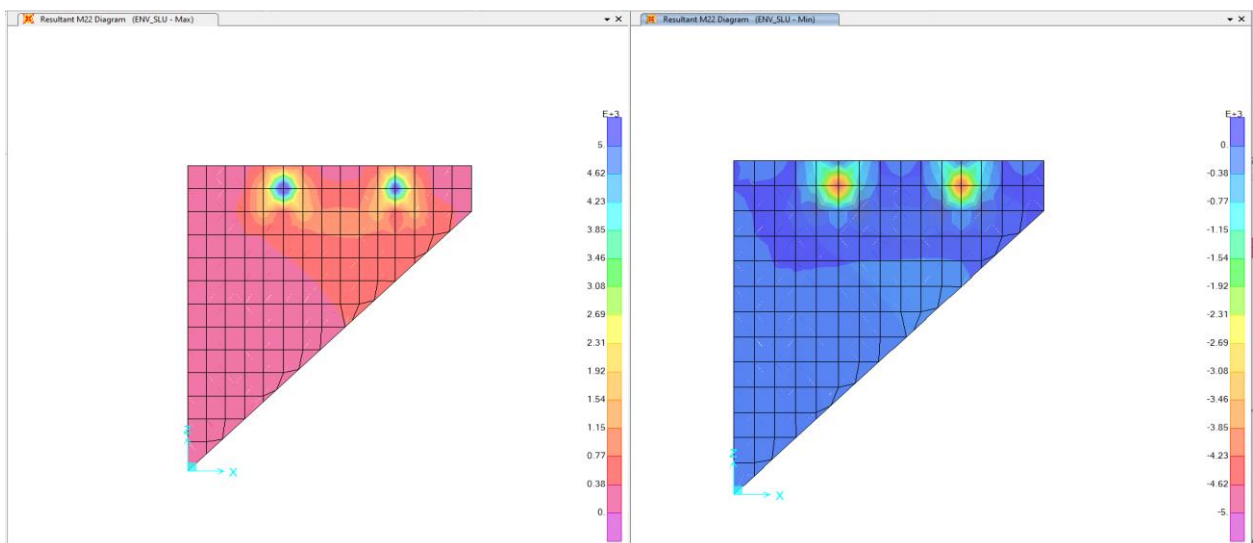


Figura 17-12 Involuppo diagramma del momento flettente m22 rostro centrale – ENV_SLU

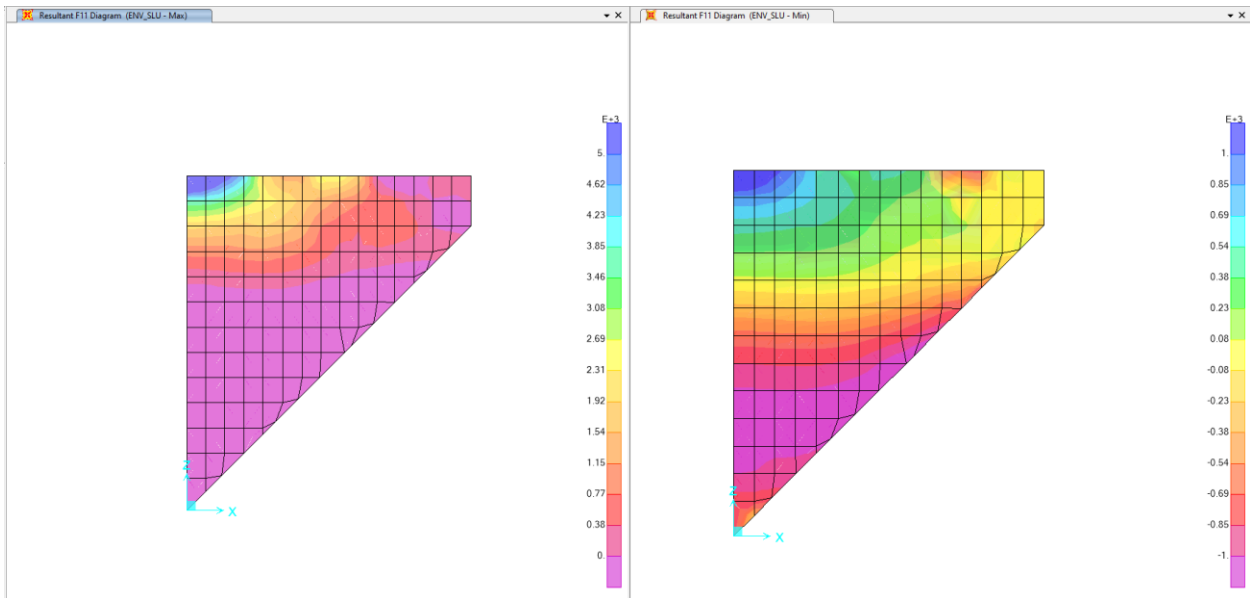


Figura 17-13 Involuppo diagramma azione assiale f11 rostro centrale – ENV_SLU

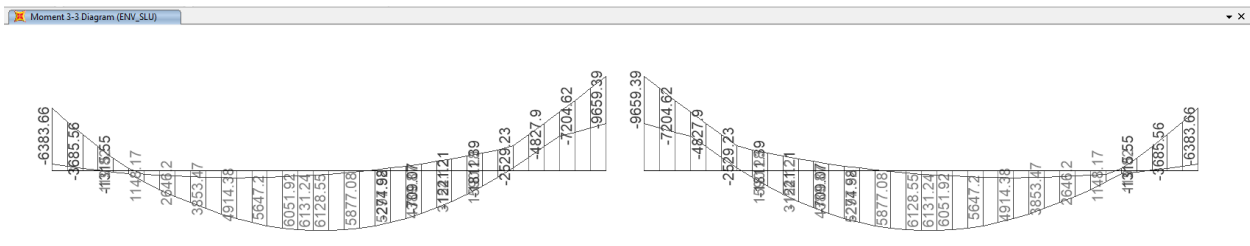


Figura 17-14 Involuppo diagramma del momento flettente trave di collegamento esterna – ENV_SLU

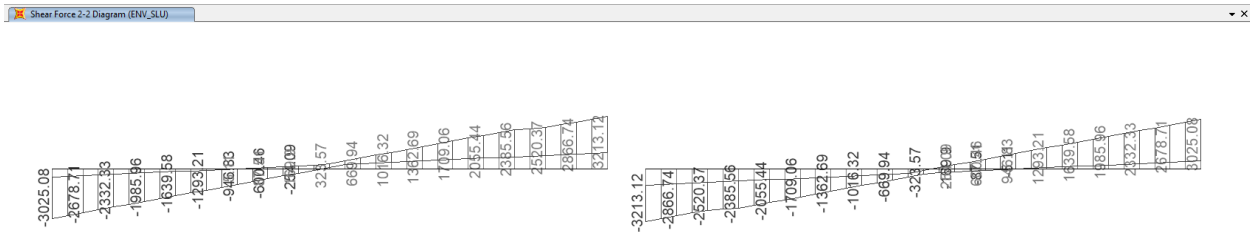


Figura 17-15 Involuppo diagramma del taglio trave di collegamento esterna – ENV_SLU

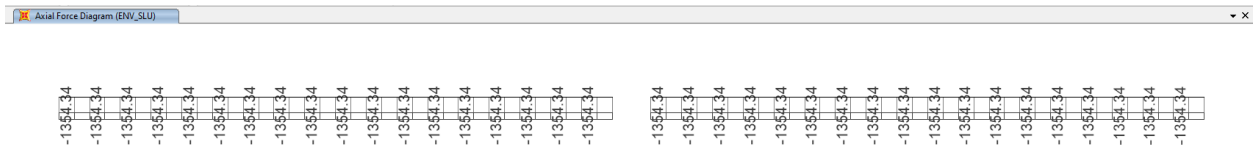


Figura 17-16 Involuppo diagramma dello sforzo normale trave di collegamento esterna – ENV_SLU

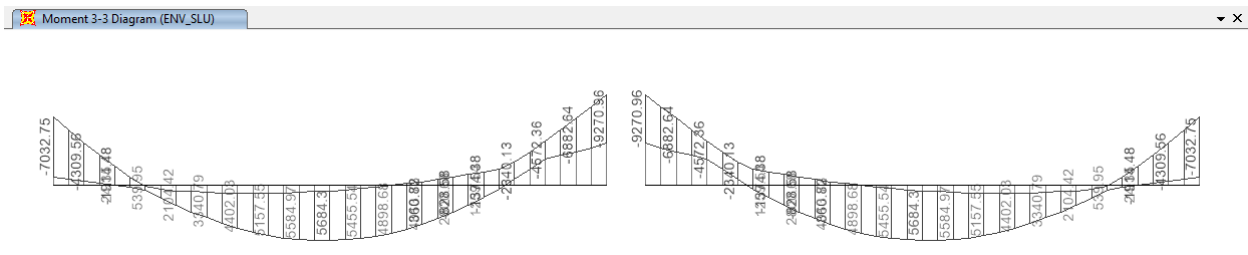


Figura 17-17 Involuppo diagramma del momento flettente trave di collegamento interna – ENV_SLU

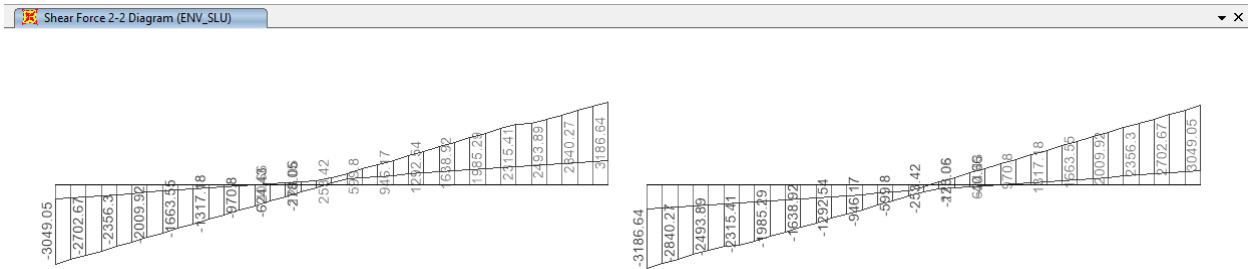


Figura 17-18 Involuppo diagramma del taglio trave di collegamento interna – ENV_SLU

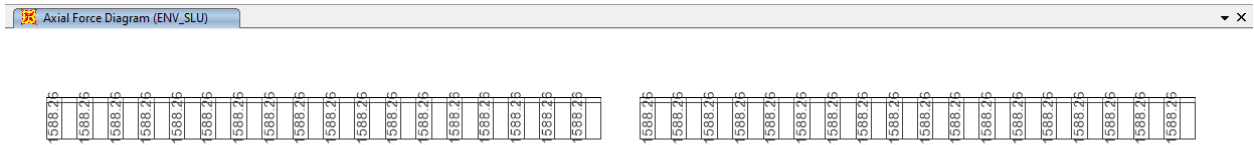


Figura 17-19 Involuppo diagramma dello sforzo normale trave di collegamento interna – ENV_SLU

17.8. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

Di seguito si portano le verifiche delle sezioni più significative dei rostri e delle travi (puntoni) di collegamento effettuate con il metodo degli Stati Limite.

17.8.1. Verifica travi (puntoni) di collegamento

Si riporta uno schema riassuntivo delle massime sollecitazioni e dei contemporanei in combinazione SLU:

Tabella 23 Massime sollecitazioni per combinazione SLU

Combinazione	Elemento strutturale	Sezione	N	M ₃	M ₂	V
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]
STR-05	Puntone esterno	Appoggio interno	-936.0	-9659.4	46.6	2632.7
STR-01	Puntone interno	Appoggio esterno	-1588.3	-7032.7	250.9	-3048.1
STR-03	Puntone esterno	Mezzeria	-1066.3	6131.2	-62.7	-80.9
STR-01	Puntone esterno	Appoggio esterno	-1354.3	-8016.2	-190.4	3213.1

Schematizzazione armatura a flessione:

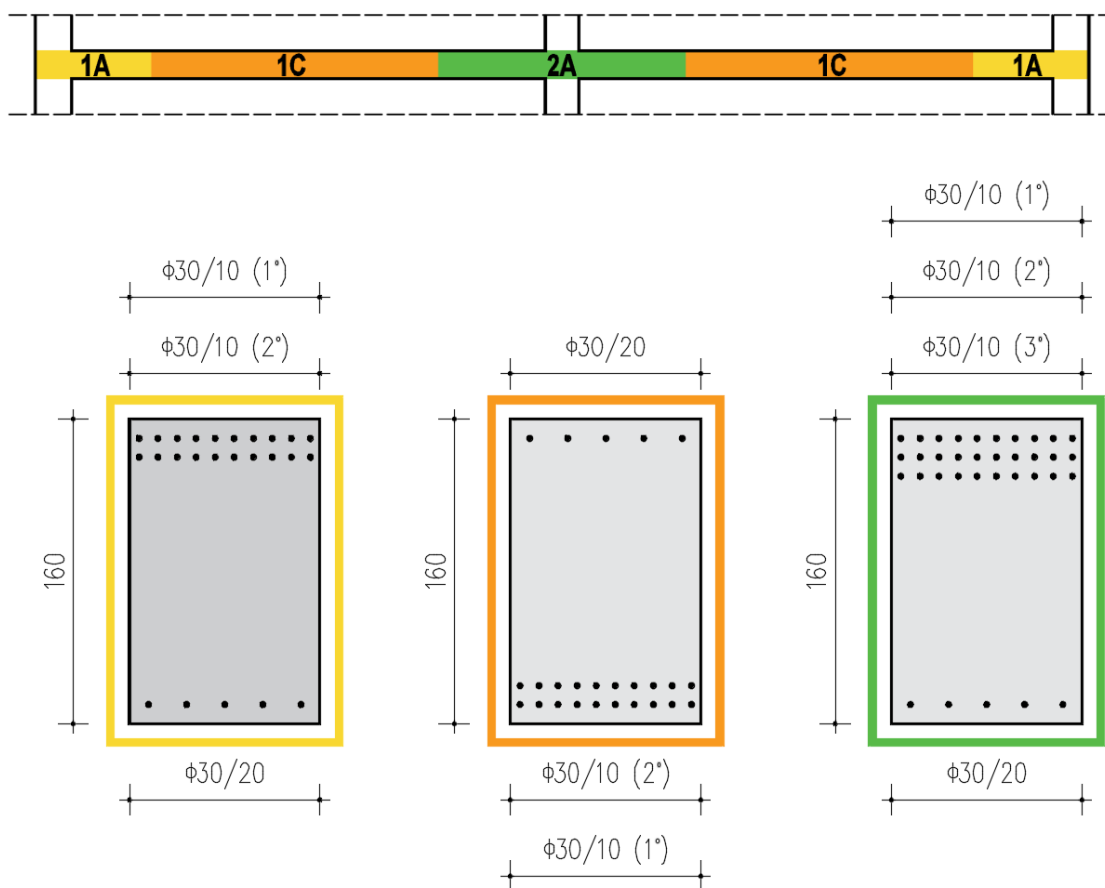


Figura 17-20 Differenziazione in zone dell'armatura principale a flessione e corrispettive viste in sezione

Schematizzazione armatura a taglio:

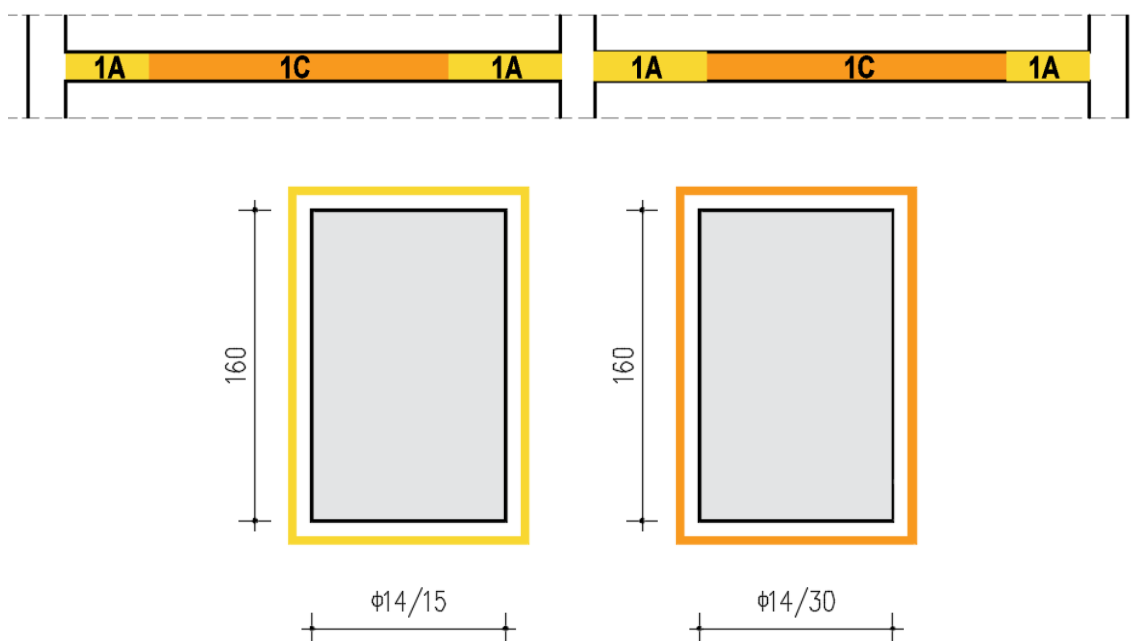


Figura 17-21 Differenziazione in zone dell'armatura principale a taglio e corrispettive viste in sezione

VERIFICA A FLESSIONE DEVIATA

Si riportano le verifiche a presso-flessione per le sezioni maggiormente sollecitate in mezzzeria e in prossimità degli appoggi eseguita con il Software VCA SLU:

Sezione di appoggio interno

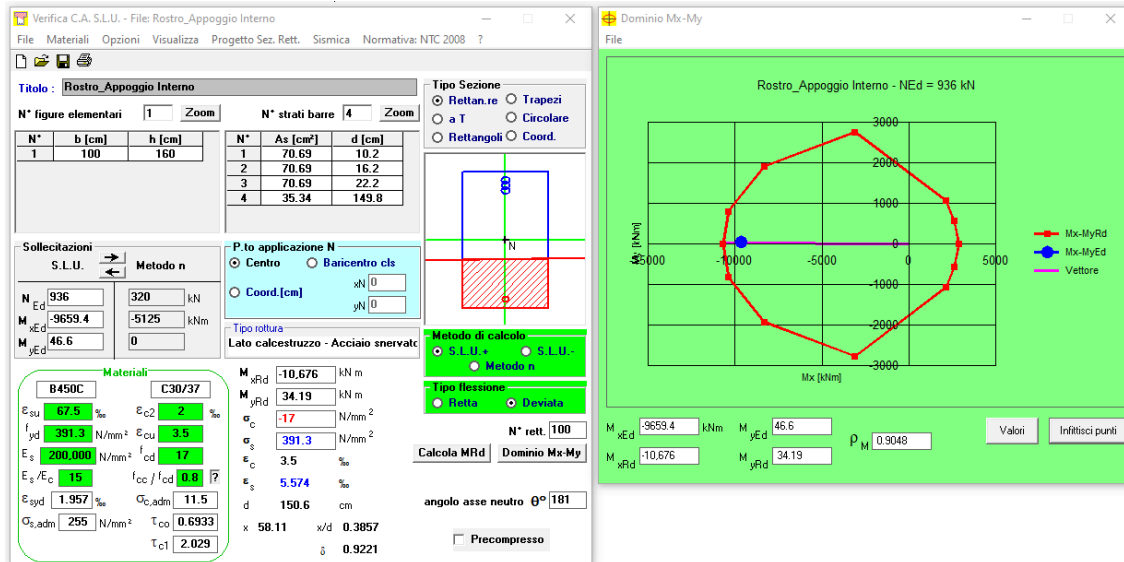


Figura 17-22 Verifica a Flessione deviata – Sezione di appoggio interno

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.905$

Sezione di appoggio esterno

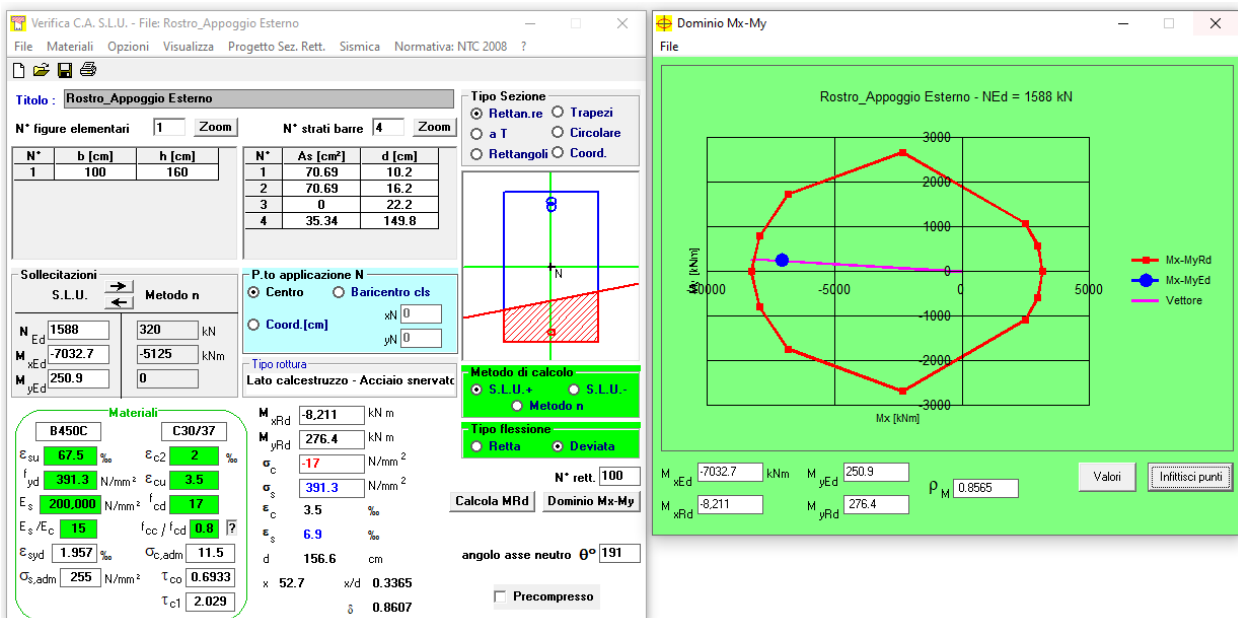


Figura 17-23 Verifica a Flessione deviata – Sezione di appoggio esterno

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.856$

Sezione di mezzeria

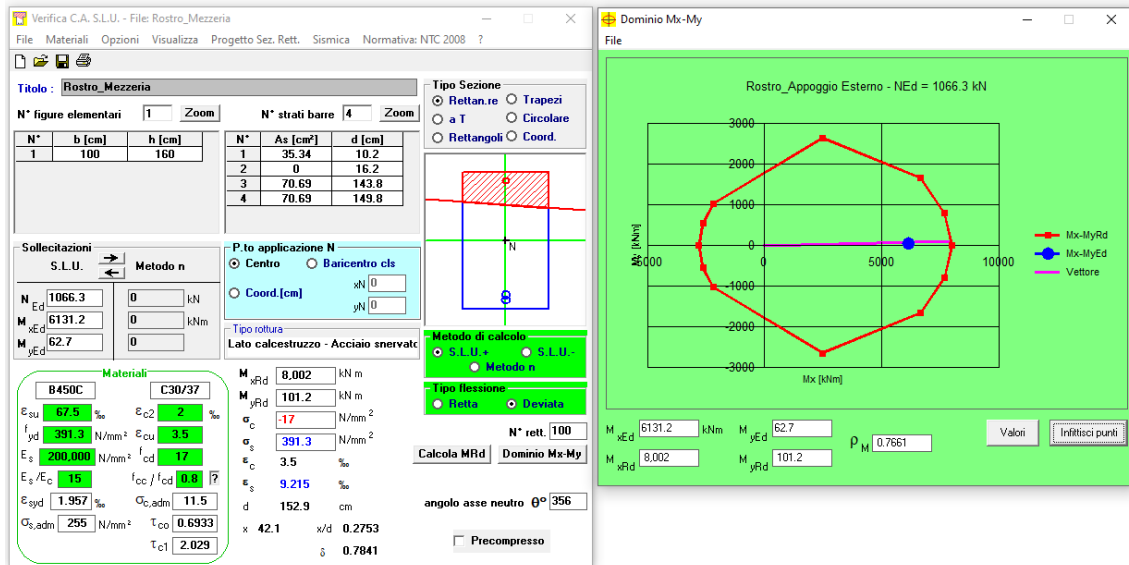


Figura 17-24 Verifica a Flessione deviata – Sezione di mezzeria

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.766$

VERIFICA A TAGLIO

Si riportano le verifiche a taglio per la sezione maggiormente sollecitata in corrispondenza dell'appoggio della trave esterna:

Sezione armata a taglio

V_{rd}	=	3,754	kN	Resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio
V_{ed}	=	3,213	kN	Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente
V_{rsd}	=	3,754	kN	Resistenza di calcolo a "taglio trazione"
V_{rcd}	=	5,350	kN	Resistenza di calcolo a "taglio compressione"
N_{ed}	=	1,354	kN	Valore di calcolo dello sforzo normale
sezione verificata a taglio				

θ	=	30.00	°	Inclinazione puntoni di cls rispetto all'asse della trave
b	=	100.00	cm	Larghezza utile della sezione
d	=	150.00	cm	Altezza utile della sezione

ϕ_{staf}	=	14	mm	Diametro staffe
A_{sw}	=	615.44	mm ²	Area armatura trasversale
	=	4	cm	n°braccia staffe
s	=	15	cm	Interasse tra due armature trasversali consecutive
α	=	90	°	angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
f_{yk}	=	450	N/mm ²	Resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio delle staffe

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sfruttamento: $\rho_M = 0.856$

17.8.2. Verifica rostri

VERIFICA PUNTONE COMPRESSO – ROSTRO CENTRALE

Si fa riferimento all'azione tagliante derivante dalle travi di collegamento, e si considera una diffusione del carico così come mostrato nel seguente schema:

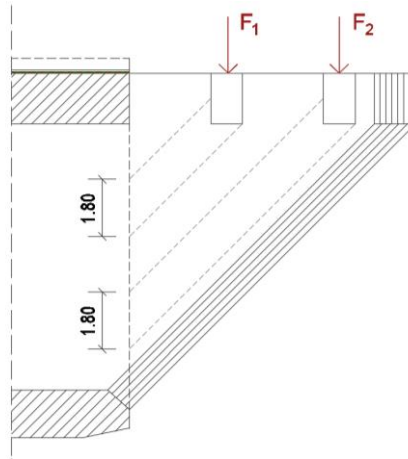


Figura 17-25 Schema diffusione dei carichi

In cui:

- Taglio sollecitante:
 $F_1 = F_2 = 2 * 3'213.1 = 6'426.2 \text{ kN}$
- Altezza di diffusione del carico:
 $h = 1.80\text{m}$
- Spessore rostro centrale:
 $Sp = 1.20\text{m}$

Risulta dunque una compressione del cemento armato pari a:

$$\sigma_c = F_1 / (Sp * h) = 6'426'200 / (1200 * 1800) = 2.97 \text{ MPa} < f_{cd} = 17.40 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

PROGETTO E VERIFICA DEL TIRANTE – ROSTRO CENTRALE

Per il calcolo dell'azione tirante, considerando un'inclinazione dei puntone di 45° rispetto il piano orizzontale, si valuta la componente orizzontale della somma dei due tagli F_1 ed F_2 così come mostrato di seguito:

$$F_{\text{tirante}} = (F_1 + F_2) * \cos(45^\circ) = 12'852.4 * \frac{\sqrt{2}}{2} = 9'088 \text{ kN}$$

considerando la tensione massima di snervamento pari a $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$ si ottiene:

$$A_{\text{min}} = \frac{F_{\text{tirante}}}{f_{yd}} = \frac{9'088'000}{391.3} * 10^{-2} = 233 \text{ cm}^2$$

Considerando le seguenti aree:

$$1\Phi 26 = 5.31 \text{ cmq}$$

$$1\Phi 20 = 3.14 \text{ cmq}$$

Si sceglie l'armatura riportata nel seguente schema che interessa la sezione del rostro per un'altezza di 2.40m a partire dalla sommità:

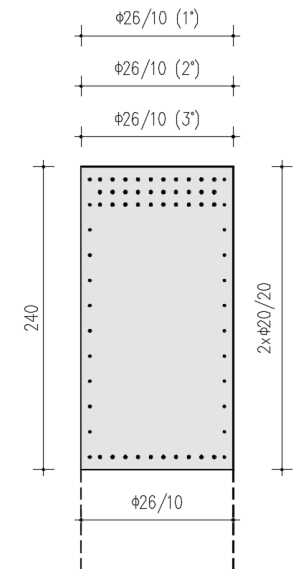


Figura 17-26 Schema armatura rostro porzione superiore

Si ha dunque:

Armatura	Area barra [cmq]	N barre [-]	Area To [cmq]	
1Φ26	5.31	4 * 10	212.4	
1Φ20	3.14	2 * 12	75.4	
			287.8	TOT [cmq]

La verifica risulta soddisfatta.

VERIFICA A TENSO-FLESSION DEVIATA – ROSTRO CENTRALE

In maniera cautelativa, si è scelto di eseguire una verifica a tenso-flessione deviata per la sezione precedentemente riportata; le azioni sollecitanti complessive sono state ricavate dal software di calcolo SAP2000 per mezzo di una section-cut relativa alla sezione stessa; si riportano i risultati avendo considerato, a favore di sicurezza, l'involuppo delle azioni SLU:

SectionCut Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m	Gl
SC1	ENV_SLU	Combination	Max	8185.942	-2487.251	681.024	2347.7595	738.2702	-3336.2617	
SC1	ENV_SLU	Combination	Min	6746.554	-2968.851	-681.024	-2347.7595	-738.2702	-4032.9701	

Figura 17-27 Risultanti azioni da Section-cut

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

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

Titolo: **Rostro_Tenso-Flessione deviata**

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 64 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	60	120	60	5.31	5	100
2	-60	120	61	5.31	15	100
3	-60	-120	62	5.31	25	100
4	60	-120	63	5.31	35	100
			64	5.31	45	100

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -6746 kN
M_{xEd}: -4033 kNm
M_{yEd}: 738 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Devia

N° rett: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

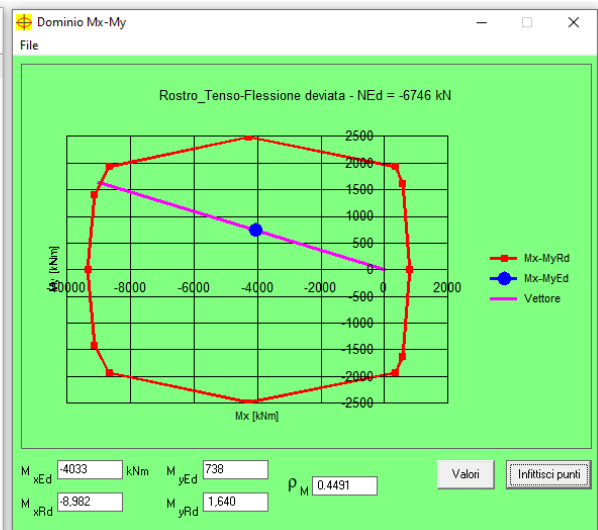
angolo asse neutro θ°: 222

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

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}: 17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 11.5
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933
τ_{c1}: 2.029

M_{xRd}: -9.982 kNm
M_{yRd}: 1.640 kNm
σ_c: -17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5‰
ε_s: 19.49‰
d: 248.8 cm
x: 42.62 x/d: 0.1713
δ: 0.7



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

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

Titolo: **Rostro_Tenso-Flessione deviata**

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 64 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	60	120	60	5.31	5	100
2	-60	120	61	5.31	15	100
3	-60	-120	62	5.31	25	100
4	60	-120	63	5.31	35	100
			64	5.31	45	100

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -8186 kN
M_{xEd}: -3336 kNm
M_{yEd}: 738 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Devia

N° rett: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

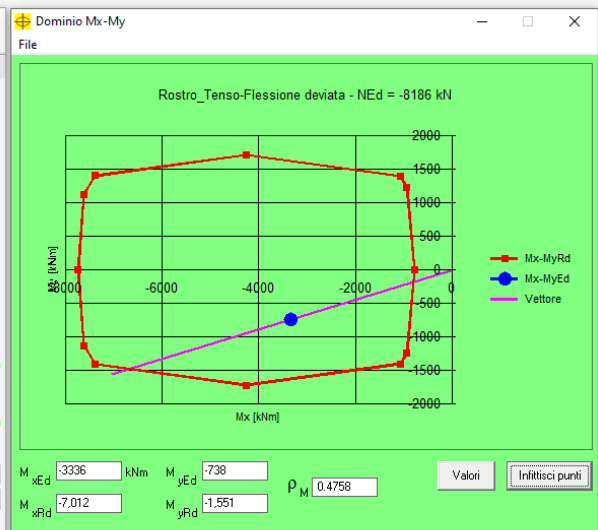
angolo asse neutro θ°: 104

Precompresso

Materiali: B450C C30/37

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}: 17
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 11.5
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933
τ_{c1}: 2.029

M_{xRd}: -7.012 kNm
M_{yRd}: -1.551 kNm
σ_c: -17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5‰
ε_s: 19.49‰
d: 166 cm
x: 25.28 x/d: 0.1523
δ: 0.7



Le verifiche risultano soddisfatte.

ANNESSO 1

TRATTA C

**GALLERIA ARTIFICIALE FS MILANO-
CARNATE 1**

18. ANNESSO 1 – CONSIDERAZIONI SULLA DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

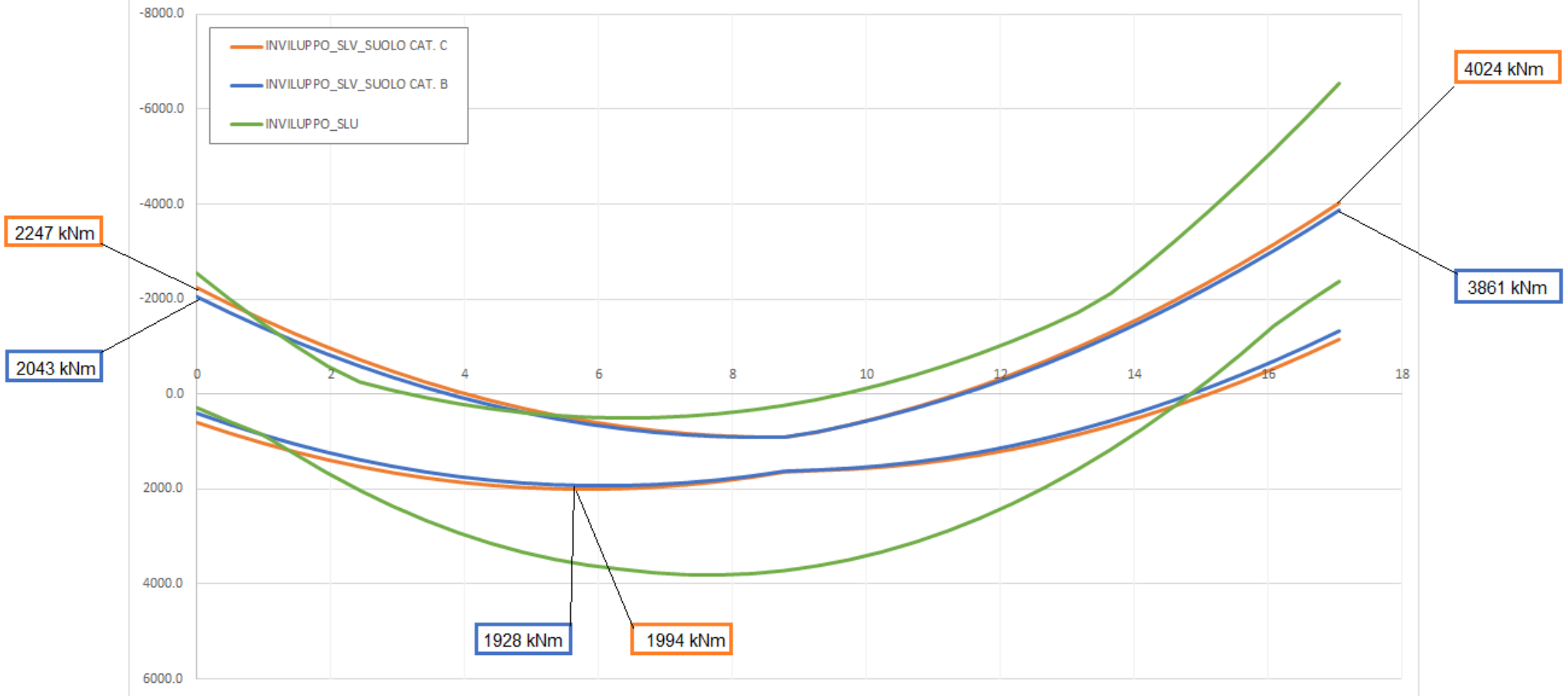
Come già riportato nel Capitolo 7.2 della presente relazione di calcolo, per quanto riguarda la classificazione sismica, i terreni interessati dall'opera sono ascrivibili alla categoria di suolo **tipo B**, mentre in sede di PD era stata assegnata la categoria **tipo C**. Si ritiene ragionevolmente prudente continuare a considerare nei calcoli la categoria C poiché, come verrà data evidenza la differenza tra le sollecitazioni in condizioni sismiche determinate con la categoria C o con la B è alquanto contenuta. In secondo luogo le sollecitazioni in condizioni non sismiche (SLU) sono maggiori di quelle sismiche (SLV-C) in tutte le zone significative. Ma soprattutto ciò che risulta dimensionante ai fini della determinazione delle armature nelle opere sotto binario sono le verifiche a fessurazione.

Si riporta di seguito, sia per la soletta superiore (lato canna sinistra) sia per il piedritto esterno (lato canna sinistra), un diagramma nel quale vengono sovrapposti i valori del momento flettente per le seguenti condizioni:

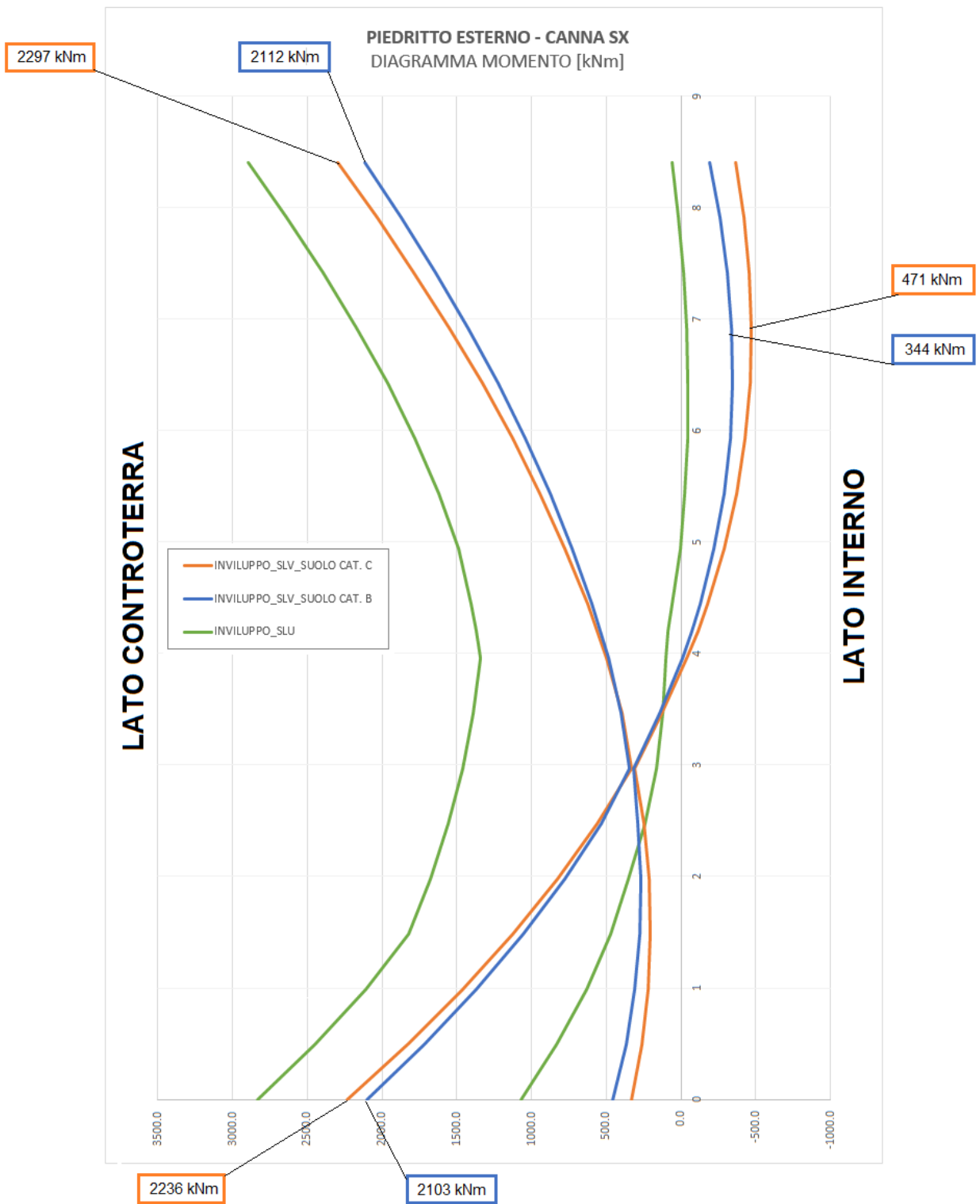
- Involuppo combinazione sismica (SLV) ottenuto con categoria di sottosuolo C
- Involuppo combinazione sismica (SLV) ottenuto con categoria di sottosuolo B
- Involuppo combinazione statica (SLU)

Si mostra quanto detto in precedenza, ovvero che le sollecitazioni sismiche per categoria di sottosuolo B e categoria di sottosuolo C differiscono di pochi punti percentuali e che il momento flettente per la condizione SLU è sempre maggiore in tutte le zone significative:

SOLETTA SUPERIORE - CANNA SX
 DIAGRAMMA MOMENTO [kNm]



	SUOLO CAT. C	SUOLO CAT. B	Variazione Percentuale
	M [kNm]	M [kNm]	[%]
Appoggio esterno (SX)	2247	2043	10.0
≈ Mezzeria	1994	1928	3.0
Appoggio interno (DX)	4024	3861	4.0



	SUOLO CAT. C	SUOLO CAT. B	Variazione Percentuale
	M [kNm]	M [kNm]	[%]
Base	2297	2112	8.6
≈ Mezzeria	471	344	36.0
Sommità	2236	2103	6.3