



Regione Lombardia  
Direzione Generale Infrastrutture e Opere Pubbliche



CODICE  
COMMESSA

Q 0 3

LIVELLO  
PROGETTAZIONE

P

D.P.R.  
207/10

b

PROGRESSIVO  
ELABORATO

0 0 3

CATEGORIA  
OPERA

I T

NUMERO  
OPERA

- -

REVISIONE

R 0

SCALA

-

AMMODERNAMENTO E POTENZIAMENTO DEL  
NODO DI BOVISA - COMUNE DI MILANO  
Progetto di fattibilità tecnica ed economica

RELAZIONE TECNICA

Relazione di calcolo strutturale - Piastra verde e galleria via Siccoli

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	Dicembre 2024	PRIMA EMISSIONE		

NORD\_ING

NORD\_ING Srl  
IL DIRETTORE TECNICO  
Ing. Laura Stiriti

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.  
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA  
IL DIRETTORE  
Ing. Andrea Lucia Passarelli

Progettista



Collaborazione



NET Engineering S.r.l.  
Centro Direzionale La Cittadella  
Piazza M. Saggi 2, Torre 2 - 35131 Padova - Italia  
Tel. + 39 049 490.5800 - info@netspa.com

RPBW

RENZO PIANO  
BUILDING WORKSHOP

RENZO PIANO BUILDING WORKSHOP  
29, Via Rubens - 16158 Genova - Italia  
Tel. +39 010 61 711 - Italy@rpbw.com  
www.rpbw.com

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
KETR	F.CAObIANCO	F.CAObIANCO	12/24
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.
1191D06			

## INDICE

<b>1</b>	<b>RELAZIONE GENERALE .....</b>	<b>5</b>
<b>1.1</b>	<b>DESCRIZIONE DELLA PIASTRA VERDE .....</b>	<b>5</b>
1.1.1	Caratteristiche del sito .....	6
1.1.1.1	Inquadramento geografico, descrizione del costruito circostante .....	6
1.1.1.2	Caratteristiche morfologiche, geologiche e idrologiche .....	7
1.1.2	Caratteristiche strutturali delle opere .....	9
1.1.3	Caratteristiche geotecniche delle opere .....	9
<b>1.2</b>	<b>NORME DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>10</b>
1.2.1	Norme vigenti .....	10
1.2.2	Riferimenti bibliografici normativi .....	10
<b>1.3</b>	<b>CLASSIFICAZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>11</b>
1.3.1	Tipo di Intervento .....	11
1.3.2	Tipo di Costruzione e Vita Nominale .....	11
1.3.3	Classe d'Uso e Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica .....	11
1.3.4	Livelli di Sicurezza e Prestazioni richiesti .....	12
<b>2</b>	<b>RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>13</b>
<b>2.1</b>	<b>CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>13</b>
2.1.1	Metodo di analisi e verifica delle strutture .....	13
2.1.2	Criteri di calcolo delle strutture .....	13
<b>2.2</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>14</b>
2.2.1	MATERIALI NUOVI .....	14
2.2.1.1	Calcestruzzo: .....	14
2.2.1.2	Acciaio per cemento armato .....	16
2.2.1.3	Acciaio armonico per precompressione: .....	17
2.2.1.4	Carpenteria metallica: .....	18
<b>2.3</b>	<b>AZIONI DI PROGETTO PER LE OPERE .....</b>	<b>20</b>
2.3.1	Definizione delle categorie delle azioni di base .....	20
2.3.2	Entità delle azioni di calcolo .....	21
2.3.2.1	CARICHI PERMANENTI: .....	22
2.3.2.1.1	AREA VERDE: .....	22
2.3.2.1.2	Spinte delle terre – S .....	23
2.3.2.2	Sovraccarichi variabili Q: .....	27
2.3.2.2.1	Q1 – Sovraccarichi di Utilizzo: .....	27
2.3.2.2.2	Azioni della neve – Q <sub>s</sub> .....	27
2.3.2.2.3	Azioni del vento – Q <sub>w</sub> .....	27
2.3.2.2.4	Azioni della temperatura – Q <sub>T</sub> .....	28
2.3.2.2.5	Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli .....	29
2.3.2.3	Azioni eccezionali – A .....	29
2.3.2.4	Azioni sismiche .....	30
<b>2.4</b>	<b>COMBINAZIONI DI CALCOLO .....</b>	<b>38</b>
2.4.1	CRITERI DI COMBINAZIONE .....	38
2.4.1.1	Combinazioni <i>fondamentali</i> agli Stati Limite Ultimi .....	38
2.4.1.2	Combinazioni <i>sismiche</i> .....	40

2.4.1.3	Combinazioni <i>fondamentali</i> agli Stati Limite di Esercizio .....	40
2.4.1.4	Combinazioni per le verifiche geotecniche – GEO .....	41
<b>3</b>	<b>AMPLIAMENTO NORD - PIASTRA VERDE .....</b>	<b>42</b>
<b>3.1</b>	<b>VERIFICA DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>44</b>
3.1.1	Verifica del comportamento globale delle strutture .....	45
3.1.1.1	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI E DELLE DEFORMAZIONI IN PRESENZA DELLE AZIONI SISMICHE ...	47
3.1.1.1.1	CRITERIO DI CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI .....	47
3.1.1.1.2	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ALLO SLO .....	48
3.1.1.1.3	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ALLO SLD .....	50
3.1.1.1.4	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ALLO SLV .....	50
3.1.1.1.5	VERIFICA DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	52
3.1.2	Verifica degli elementi strutturali .....	53
3.1.2.1	Elementi in cemento armato.....	53
3.1.2.1.1	Fondazioni.....	53
3.1.2.1.2	Fondazioni muri centrali .....	54
3.1.2.1.3	Fondazioni muro lato Est .....	61
3.1.2.1.4	Fondazioni muro lato Ovest.....	67
3.1.2.1.5	Muri centrali.....	72
3.1.2.1.6	Muro lato Est.....	77
3.1.3	Verifica IMPALCATO DI COPERTURA .....	82
3.1.4	TEGOLI PRECOMPRESSI – TIPO A1 .....	83
3.1.4.1	Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase iniziale (Luce di calcolo 13.40 m) .....	83
3.1.4.2	Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase finale .....	83
3.1.5	ANALISI DELLE LASTRE PRECOMPRESSE IN PRIMA FASE ED ANALISI DELLA PRECOMPRESSIONE .....	85
3.1.5.1	Caratteristiche geometriche, carichi e precompressione .....	85
3.1.5.2	Verifiche allo S.L.U.....	86
3.1.5.3	Verifiche allo S.L.U. per taglio .....	87
3.1.5.4	Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio .....	89
3.1.5.5	Verifiche SLE – verifica delle tensioni .....	90
<b>3.2</b>	<b>Verifica delle deformazioni.....</b>	<b>98</b>
3.2.1	Verifica delle deformazioni nello SLE <sub>R</sub> .....	98
3.2.2	Calcolo delle frecce nelle diverse ipotesi .....	98
3.2.3	Verifica delle deformazioni nel SLE <sub>R</sub> .....	99
3.2.4	TEGOLI PRECOMPRESSI – TIPO A2 .....	100
3.2.4.1	Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase iniziale (Luce di calcolo 13.40 m) .....	100
3.2.4.2	Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase finale .....	100
3.2.5	ANALISI DELLE LASTRE PRECOMPRESSE IN PRIMA FASE ED ANALISI DELLA PRECOMPRESSIONE .....	102
3.2.5.1	Caratteristiche geometriche, carichi e precompressione .....	102
3.2.5.2	Verifiche allo S.L.U.....	103
3.2.5.3	Verifiche allo S.L.U. per taglio .....	104
3.2.5.4	Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio .....	106
3.2.5.5	Verifiche SLE – verifica delle tensioni .....	107
<b>3.3</b>	<b>Verifica delle deformazioni.....</b>	<b>115</b>
3.3.1	Verifica delle deformazioni nello SLE <sub>R</sub> .....	115
3.3.1.1	CRITERIO DI CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI .....	115
3.3.1.1.1	Calcolo delle frecce nelle diverse ipotesi .....	115
3.3.1.1.2	Verifica delle deformazioni nel SLE <sub>R</sub> .....	116
3.3.2	Tegoli precompressi – tipo B2.....	117
3.3.2.1	Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase iniziale (Luce di calcolo 9.60 m) .....	117
3.3.2.2	Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase finale .....	117
3.3.3	ANALISI DELLE LASTRE PRECOMPRESSE IN PRIMA FASE ED ANALISI DELLA PRECOMPRESSIONE .....	119

3.3.3.1	Caratteristiche geometriche, carichi e precompressione .....	119
3.3.3.2	Verifiche allo S.L.U. ....	120
3.3.3.3	Verifiche allo S.L.U. per taglio .....	121
3.3.3.4	Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio .....	123
3.3.3.5	Verifiche SLE – verifica delle tensioni .....	124
<b>3.4</b>	<b>Verifica delle deformazioni .....</b>	<b>132</b>
3.4.1	Verifica delle deformazioni nello $SLE_R$ .....	132
3.4.1.1	Calcolo delle frecce nelle diverse ipotesi .....	132
3.4.1.1.1	Verifica delle deformazioni nel $SLE_R$ .....	133
<b>3.5</b>	<b>VERIFICA DELLE FONDAZIONI .....</b>	<b>134</b>
3.5.1	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE: .....	135
3.5.2	Verifiche di capacità portante .....	137
3.5.3	Criteri di valutazione della capacità portante .....	138
3.5.3.1	Approccio di progetto .....	140
3.5.4	Cedimenti verticali .....	145
<b>4</b>	<b>AMPLIAMENTO NORD – SOTTOPASSO VIA SICCOLI .....</b>	<b>146</b>
<b>4.1</b>	<b>VERIFICA DELLE STRUTTURE .....</b>	<b>148</b>
4.1.1	Verifica degli elementi strutturali .....	149
4.1.1.1	Elementi in cemento armato .....	149
4.1.1.1.1	Fondazioni .....	149
4.1.1.1.2	Fondazione .....	150
4.1.1.1.3	Muro esterno .....	159
4.1.1.1.4	Soletta superiore .....	165
<b>5</b>	<b>VALIDAZIONE DEI RISULTATI .....</b>	<b>170</b>



## PREMESSA – OGGETTO E CONTENUTO DEL PRESENTE ELABORATO

Il presente documento fa parte del complesso degli interventi necessari per l'ammodernamento ed il potenziamento del “**NODO DI BOVISA**”.

La presente relazione tecnica generale riguarda la realizzazione della piastra verde a Nord della stazione.

La stazione Bovisa è collocata nella parte nord del Comune di Milano a lato del polo universitario del politecnico di Milano.

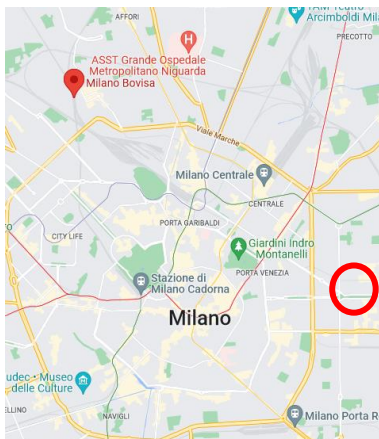


Fig. 1 - Inquadramento geografico dell'area di interesse;

La piastra verde, oggetto della presente relazione, verrà completata assieme all'ampliamento ad Ovest con la realizzazione dei nuovi binari -I, -II, -III e -IV per una larghezza di circa 30m.

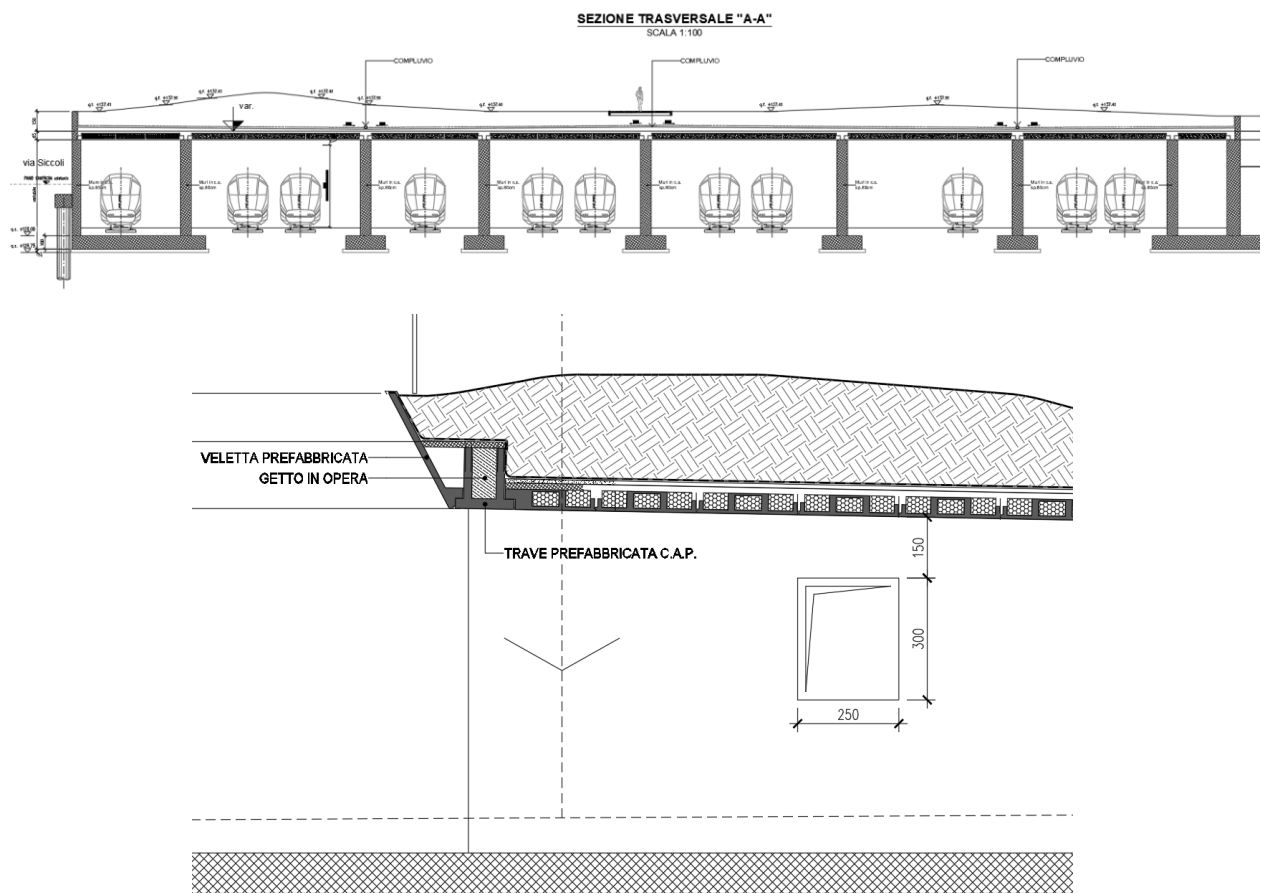
## 1 RELAZIONE GENERALE

### 1.1 DESCRIZIONE DELLA PIASTRA VERDE

La struttura della piastra verde è costituita da una serie di muri in c.a., in prosecuzione delle banchine di stazione, a formare una serie di gallerie parallele su cui viene montata una copertura in lastre prefabbricate e precomprese completate da un getto in opera della soletta. L'impalcato di copertura viene riempito con strati di terreno a conformazione variabile e di spessore adatto alla piantumazione di essenza arboree e arbustive. Il profilo a nord della copertura è chiuso da una trave prefabbricata precompressa a cui si aggancia una veletta in c.a. ad andamento curvilineo.

Di seguito si ripotano le principali caratteristiche delle strutture che compongono la piastra:

- Fondazioni tipo piastre continue sotto i muri, gettate in opera;
- Muri interni sp. 80cm gettati in opera;
- Muri perimetrali controterra gettati in opera;
- Solaio costituito da lastre prefabbricate e precomprese, alleggerite con blocchi di EPS larghe 2.50m.
- Trave prefabbricata di bordo in c.a.p post-tesa in direzione longitudinale







### 1.1.1.2 Caratteristiche morfologiche, geologiche e idrologiche

La caratterizzazione del sottosuolo fa riferimento alla relazione geologica sviluppata da Tecnoin Geosolution per Ferrovie Nord nel luglio del 2020.

Nel sedime dove è prevista la realizzazione delle opere è stata eseguita un'indagine geognostica in 4 posizioni (S1-S4) ognuna delle quali è composta da un sondaggio a carotaggio continuo a profondità variabile tra 25 e 50 m e una prova penetrometrica dinamica DPSH a profondità di 16-17m da p.c. più due stendimenti MASW e sismica a rifrazione.



Figura 1 – Posizione sondaggi

Vista la posizione dei sondaggi indicata nell'immagine soprastante, per l'opera in oggetto si farà riferimento al sondaggio S1. La stratigrafia del terreno utilizzata nelle analisi è la seguente:

Strato n.	(in m. da p.c.)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi	Modulo E (Mpa)
1	0,00÷-3,4 S1 (-6,0 S4)	terreno di riporto (laterizi, cemento, asfalto) in matrice sabbiosa e ghiaiosa	25 - 30	0	10 ÷30
2	-3,4 (-6)÷-12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3)	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa	35	0	30 ÷40
3	da - 12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3) a 34,4 e -36,0	Sabbia media o medio-grossa più o meno limosa inglobante ghiaia	30	0	40÷50
4	34,4÷36 a - 50 (fine sondaggi)	Sabbia fine debolmente limosa, a tratti con ghiaia - da 34,4 a 36,3 limo (S3)	33	0	50 ÷60

Stratigrafia

Dalle analisi MASW risulta una velocità Vs30 di propagazione delle onde di circa 270 m/s, per tanto il terreno risulta essere di categoria C.

### 1.1.2 CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLE OPERE

Per un riscontro grafico degli elementi descrittivi riportati di seguito si rimanda agli elaborati grafici allegati.

Le fondazioni sono in c.a. di tipo *a platea monolitica* impostata alla quota di +126.75m s.l.m.m.

Le strutture in elevazione sono costituite da muri in cemento armato gettati in opera.

Il solaio è costituito da lastre prefabbricate e precomprese, alleggerite con blocchi di EPS, larghe 2.50m.

Sul lato Nord viene prevista una trave prefabbricata di bordo in c.a.p post-tesa in direzione longitudinale.

### 1.1.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELLE OPERE

Come già dichiarato, le fondazioni dell'ampliamento sono **interamente in c.a. di tipo a platea** impostata alla quota di +126.75 m s.l.m.m..

Rimandando al successivo § 3 *Relazione sulle fondazioni*, qui si precisa solo che il piano di imposta delle fondazioni ricade dentro lo strato di ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa.

La falda freatica si trova a circa una decina di metri al di sotto del piano di campagna, pertanto, considerate le dimensioni delle opere, tale falda non risulta influire in modo significativo sulle le opere stesse.

## 1.2 NORME DI RIFERIMENTO

### 1.2.1 NORME VIGENTI

- Legge 5 novembre 1971 n° 1086 *Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale, precompresso ed a struttura metallica*
- Legge 2 febbraio 1974, n° 64 *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*
- D.P.R. 6 giugno 2001 n° 380 *Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia (in particolare: Parte II – Normativa tecnica per l'edilizia)*
- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le Costruzioni"
- Circolare applicativa n°7 del 21 gennaio 2019

### 1.2.2 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI NORMATIVI

Si elencano di seguito alcuni riferimenti normativi cui potrà essere fatto riferimento per i casi in cui le norme *cogenti* – ovvero quelle applicate in via transitoria – non fornissero indicazioni.

#### **Riferimenti per l'edilizia in zona sismica**

- EC8 – UNI EN 1998 *EuroCodice8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture*

#### **Riferimenti per le strutture in calcestruzzo**

- EC 2 – UNI EN 1992 *EuroCodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo*

#### **Riferimenti per le strutture in acciaio**

- EC 3 – UNI EN 1993 *EuroCodice 3 Progettazione delle strutture in acciaio*

#### **Riferimenti per le fondazioni e le opere di sostegno del terreno**

- EC7 – UNI ENV 1997 *EuroCodice7 Progettazione geotecnica*
- UNI ENV 1998-5 *EuroCodice8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*

### 1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE OPERE

Di seguito si indicano i parametri di classificazione delle opere indicati dalle Norme di Riferimento; tali parametri sono: il Tipo di Intervento, il Tipo di Costruzione e la relativa Vita Nominale, la Classe d'Uso ed il Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica.

#### 1.3.1 TIPO DI INTERVENTO

Tipo di intervento..... Intervento di nuova realizzazione in adiacenza a costruzione esistente,

#### 1.3.2 TIPO DI COSTRUZIONE E VITA NOMINALE

La struttura in oggetto si caratterizza come costruzione tipo 3: “costruzioni con livelli di prestazioni elevati” secondo la tabella 2.4.I delle NTC2018.

Coerentemente con la normativa di riferimento, si attribuisce alle strutture una Vita Nominale pari a 100 anni.

Tipo di costruzione..... Categoria 3

Vita Nominale.....  $V_N = 100$  anni

#### 1.3.3 CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Con riferimento alle conseguenze di interruzione di operatività viene attribuita una classe d'uso IV:  
Classe IV: “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”

Fatte queste premesse, coerentemente con la normativa di riferimento, si ritiene corretto associare le opere alla Classe d'Uso VI.

Classe d'Uso..... Classe IV

Coefficiente d'Uso.....  $C_U = 2,0$

Periodo di Riferimento Azione Sismica.....  $V_R = V_N \cdot C_U = 200$  anni



### 1.3.4 LIVELLI DI SICUREZZA E PRESTAZIONI RICHIESTI

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti dalle Norme di Riferimento al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Più esplicitamente:

- Va garantita la *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, quali crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali;
- Va garantita la *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*, per garantire le prestazioni nelle condizioni di esercizio;
- Va garantita la *robustezza*, per evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti *azioni eccezionali*, quali incendio, esplosioni, urti ed impatti;
- Va garantita la *durabilità*, cioè la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita dell'opera.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito di evento sismico, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, come riportato al § 4.1.2.2.5.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito di evento sismico subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

## 2 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Nel presente paragrafo *Relazione di Calcolo delle Strutture* vengono esposti il metodo di analisi, le caratteristiche dei materiali, i criteri di calcolo, le azioni di progetto agenti, i risultati dell'analisi strutturale e le verifiche di tipo strutturale relative alle opere oggetto del presente elaborato.

### 2.1 CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE

#### 2.1.1 METODO DI ANALISI E VERIFICA DELLE STRUTTURE

Il metodo di analisi e verifica delle strutture e delle fondazioni, è *il metodo semi-probabilistico agli stati limite*, per come questo è inteso dalle normative di riferimento.

Tutte le strutture in esame sono state studiate con *modelli a comportamento elastico lineare*, salvo diversa specifica.

#### 2.1.2 CRITERI DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per l'analisi e la verifica delle strutture in esame sono stati utilizzati sia metodi di calcolo manuale che *codici di calcolo* con elaborazione dei dati eseguita da *calcolatore elettronico*.

I metodi di calcolo manuale saranno descritti in fase di esposizione delle analisi o verifiche.

Relativamente all'uso di *codici di calcolo* elaborati con *calcolatore elettronico*, si precisa che è stato utilizzato un *Modello Numerico* che intende descrivere il comportamento dell'intera struttura e comprende il complesso degli elementi strutturali principali, e alcuni *modelli locali* che rappresentano singoli elementi o sotto-sistemi strutturali, ed hanno lo scopo di analizzare elementi esclusi dal *Modello Globale*, ovvero quello di fornire un'analisi di maggior dettaglio o con ipotesi di calcolo più cautelative.

Il *Modello Globale*, sarà descritto nel successivo § 2.5 *Analisi delle strutture*.

## 2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 2.2.1 MATERIALI NUOVI

Per la realizzazione delle nuove opere si prevede l'impiego dei materiali indicati nei paragrafi che seguono. Si indicheranno le caratteristiche prestazionali di resistenza minime e, con particolare riferimento ai calcestruzzi, anche le prescrizioni o caratteristiche tali da assicurare i requisiti di durabilità.

#### 2.2.1.1 Calcestruzzo:

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte alle azioni ambientali, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edita dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2016 ed UNI 11104:2016.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale". Il copriferro nominale  $c_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $c_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $c_{nom} = c_{min} + h$ . La tolleranza di posizionamento delle armature "h", per le strutture gettate in opera, viene assunta pari a 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e valori di copriferro minimi:

#### Calcestruzzo per getti in opera – Fondazioni e muri controterra:

- **Calcestruzzo – C25/30 ( $R_{ck}$  30) – XC4+XA1+XD1 – S4/S5;**

A 28 giorni di maturazione:

$$R_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85; \quad \gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ MPa}$$

Copriferro nominale fondazioni 40mm

#### STRUTTURE IN ELEVAZIONE: Pareti, Pilastri, Solai, Travi, Cordoli

Descrizione:

Calcestruzzo a prestazione garantita, in accordo alla UNI EN 206-1, per Pareti, Pilastri, Solette, Solai, Travi, Cordoli in classe di esposizione **XC4+XA1+XF1** (UNI 11104), classe di resistenza **C30/37 ( $R_{ck}$  37)**, classe di consistenza **S4/S5 (\*)**, diametro massimo degli inerti  **$D_{max}$  30 mm**, contenuto in cloruri **Cl < 0.4**.

- **Calcestruzzo – C30/37 ( $R_{ck}$  37) – XC4+XA1+XF1 – S4/S5;**

A 28 giorni di maturazione:

$$R_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 30,71 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{cc} = 0.85; \quad \gamma_c = 1.5$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 17.40 \text{ MPa}$$

(\*) classe di consistenza Rampe **S3**

Copriferro nominale minimo muri e solette 30mm

Copriferro nominale minimo rampe e muri controterra 40mm

### CALCESTRUZZO PER ELEMENTI PREFABRICATI PRECOMPRESSI:

- Calcestruzzo – C45/55 ( $R_{ck}$  55) – XC4-XD3-XF1; rapporto a/c = 0.45 max;

A 28 giorni di maturazione:  $R_{ck} \geq 55$  MPa  
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 45.6$  MPa  
 $\alpha_{cc} = 0.85$ ;  $\gamma_c = 1.4$  (prefabb. in CdQ)  
 $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 27.7$  MPa

Al rilascio dei trefoli di precompressione:  $R_{ckj} \geq 40$  MPa  
 $f_{ckj} = 0.83 R_{ckj} = 33.2$  MPa  
 $\alpha_{ccj} = 1.0$ ;  $\gamma_c = 1.4$  (prefabb. in CdQ)  
 $f_{cdj} = \alpha_{ccj} f_{ckj} / \gamma_c = 23.7$  MPa

Per le verifiche a rottura si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con valore massimo di tensione pari a:

$$\sigma_c = f_{cd} = 27.7 \text{ MPa}$$

Per gli stati limite di esercizio, nell'ipotesi di ambiente ordinario, si hanno i seguenti limiti delle tensioni:

Tensioni di compressione in esercizio, a tempo finale:

Combinazione di azioni rara:..... $\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = 27.4$  MPa

Combinazione di azioni quasi permanente:..... $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = 20.5$  MPa

Tensioni di trazione in esercizio: ..... $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.83$  MPa

$$\sigma_c \leq f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.68 \text{ MPa}$$

Combinazione di azioni rara:  $\gamma_c = 3.2$   $\sigma_c \leq -0.8$  MPa

Con armatura sussidiaria:  $\gamma_c = 1.6$   $\sigma_c \leq -1.6$  MPa

Tensioni di compressione al taglio dei trefoli: .....  $\sigma_c \leq 0.7 f_{ckj} = 23.2$  MPa

Tensioni di trazione al taglio dei trefoli: .....  $\sigma_c \leq -0.7 f_{ctkj} = -1.72$  MPa

Con armatura sussidiaria: ..... $\sigma_c \leq -1.4 f_{ctkj} = -3.44$  MPa

### CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA DI SOLETTA E DI UNIONE PREFABRICATI:

- Calcestruzzo – C35/45 ( $R_{ck}$  45) – XS3; rapporto a/c = 0.45 max;

A 28 giorni di maturazione:  $R_{ck} \geq 45$  MPa  
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 37.35$  MPa  
 $\alpha_{cc} = 0.85$ ;  $\gamma_c = 1.5$   
 $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 21.17$  MPa

Per le verifiche a rottura si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con valore massimo di tensione pari a:

$$\bullet \quad 0.85 f_{cd} = 17.99 \text{ MPa}$$

Per gli stati limite di esercizio, nell'ipotesi di ambiente ordinario, si hanno i seguenti limiti delle tensioni:

Tensioni di compressione in esercizio, a tempo finale  $\sigma_c \leq R_{ck} / (\gamma_{m,c} \times \gamma_{Ec})$ :

Combinazione di azioni rara: .....  $\gamma_{m,c} = 1.5$ ;  $\gamma_{Ec} = 1.4$   $\sigma_c \leq 22.41 \text{ MPa}$

Combinazione di azioni quasi permanente: ...  $\gamma_{m,c} = 1.5$ ;  $\gamma_{Ec} = 1.8$   $\sigma_c \leq 16.81 \text{ MPa}$

Di seguito sono riportati i valori di calcolo dei materiali utilizzati.

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO								
Classe	$R_{ck}$ [MPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{cd}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$f_{ctk}$ [MPa]	$f_{ctd}$ [MPa]	$f_{cm}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]
C25/30	30.00	24.90	14.11	2.56	1.79	1.19	32.90	31447.16
C30/37	37.00	30.71	17.40	2.94	2.06	1.37	38.71	33019.43
C35/45	45.00	37.35	21.17	3.35	2.35	1.56	45.35	34625.49
C45/55	55.00	45.65	25.87	3.83	2.68	1.79	53.65	36416.11

### 2.2.1.2 Acciaio per cemento armato

Per le opere in oggetto si prevede l'utilizzo di un acciaio per cemento armato laminato a caldo saldabile conforme ai parametri forniti dal NTC2018 – Decreto 17 gennaio 2018 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – “Norme tecniche per le costruzioni”, per la classe indicata come **B450C**.

Descrizione:

Acciaio per cemento armato ad aderenza migliorata, laminato a caldo, saldabile, conforme alla UNI EN 10080, del tipo **B450C**, classificabile anche come Fe B 44 k, in barre sciolte e reti elettrosaldate, con diametro delle barre  $\varnothing$  compreso fra 6 e 40 mm.

Tensione nominale di snervamento.....	$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura.....	$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di snervamento.....	$f_{yk} \geq f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura.....	$f_{tk} \geq f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$
Rapporto di sovrarresistenza caratteristico....	$(f_t / f_y)_k \geq 1,13$ $(f_t / f_y)_k \leq 1,35$
Fattore di sicurezza effettivo caratteristico...	$(f_y / f_{y \text{ nom}})_k \leq 1,25$
Allungamento $A_{gt}$ caratteristico.....	$(A_{gt})_k \geq 7,5 \%$

Tensione caratteristica di snervamento

di progetto.....  $f_{yk} = f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente di sicurezza del materiale.....  $\gamma_s = 1,15$

Resistenza di calcolo:

Tensione caratteristica di snervamento di calcolo.....	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo.....	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità di calcolo.....	$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$

### 2.2.1.3 Acciaio armonico per precompressione:

L'acciaio usato per la precompressione di lastre e piastre e' trefolo da 0.6" stabilizzato a basso rilassamento.

Carico di rottura:.....	$f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$
Carico caratteristico all'1%.....	$f_{p1k} \geq 1670 \text{ MPa}$
Tensione di tesatura al martinetto:.....	$\sigma_{spi} \leq f_{p1k} / \gamma_{m,s} = 1670 / 1.12 = 1490 \text{ MPa}$
Si stabilisce:.....	$\sigma_{spi} = 1440 \text{ MPa}$
Perdita al martinetto per rientro dei cunei:.....	3%
Tensione di tesatura applicata iniziale:.....	$\sigma_{spi,c} = 1397 \text{ MPa}$

Cadute di tensione per rilassamento per  $\sigma_{spi} = 0.75 f_{ptk}$ :

- a 1000 ore:..... 2.20 %
- a 5000 ore:..... 2.80 %

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

- $f_{ptk} / \gamma_s = 1860 / 1.15 = 1617 \text{ MPa}$

### 2.2.1.4 Carpenteria metallica:

#### • Acciaio Tipo S275JR

Resistenze *nominali medie*:

Si assumono come resistenze *nominali medie* le resistenze *nominali* associate alla classe di riferimento.

Resistenza  *nominale media* a rottura:

$$f_{um} = 430 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza  *nominale media* di snervamento:

$$f_{ym} = 275 \text{ N/mm}^2$$

Resistenze *nominali caratteristiche*:

Livello di Conoscenza:

LC3

Fattore di Confidenza:

$F_C = 1$

Resistenza  *nominale* a rottura – Tensione  *caratteristica* di rottura:

$$f_u = f_{um} / F_C = 430$$

N/mm<sup>2</sup>

Resistenza  *nominale* di snervamento – Tensione  *caratteristica* snervamento:

$$f_y = f_{ym} / F_C =$$

275 N/mm<sup>2</sup>

Resistenze **di calcolo**:

Resistenza per *Sezioni di classe 1-2-3-4*:

Coefficiente di sicurezza di calcolo:

$$\gamma_{M,0} = 1,05$$

Resistenza di calcolo:

$$f_{d,0} = f_y / \gamma_{M,0} = \mathbf{261.9 \text{ N/mm}^2}$$

Resistenza per *fenomeni di instabilità*:

Coefficiente di sicurezza di calcolo:

$$\gamma_{M,1} = 1,05$$

Resistenza di calcolo:

$$f_{d,1} = f_y / \gamma_{M,1} = \mathbf{261.9 \text{ N/mm}^2}$$

Resistenza delle sezioni nette in corrispondenza delle forature per i bulloni:

Coefficiente di sicurezza di calcolo:

$$\gamma_{M,2} = 1,25$$

Resistenza di calcolo:

$$f_{d,2} = 0,9 f_u / \gamma_{M,2} = \mathbf{309.6 \text{ N/mm}^2}$$

Caratteristiche di deformabilità:

Modulo di elasticità:

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente di Poisson:

$$\nu = 0,3$$

Modulo di elasticità tangenziale di calcolo:

$$G = E / [ 2 (1 + \nu) ] =$$

80770 N/mm<sup>2</sup>

#### • Saldature su elementi in acciaio laminato S275

Caratteristiche di resistenza del materiale base:

Valori *nominali* (EC3) e *caratteristici* (NTC2018) delle resistenze:

Ci si limita a considerare il caso di spessori di acciaio  $t \leq 40 \text{ mm}$ , dato che nelle strutture in oggetto tale condizione è sempre verificata.

Resistenza  *nominale* a rottura – Tensione  *caratteristica* di rottura:

$$\text{Spessori } t \leq 40 \text{ mm} \dots \dots \dots f_u = f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza  *nominale* di snervamento – Tensione  *caratteristica* di snervamento:

$$\text{Spessori } t \leq 40 \text{ mm} \dots \dots \dots f_y = f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

Caratteristiche di resistenza delle saldature:

Tutte le saldature sono *a cordoni d'angolo* salvo diversa specifica per saldature *a piena penetrazione*.

Tipo saldature..... Saldature a cordoni d'angolo

Resistenza delle saldature *a cordoni d'angolo*:

Tipo verifica saldature..... Verifica sulla sezione di gola ribaltata

Coefficiente riduttivo  $\beta$ :

Verifica azione vettoriale.....  $\beta_1 = 0,85$

Verifica azioni ortogonali.....  $\beta_2 = 1,0$

Resistenza di calcolo a taglio della sezione di gola ribaltata :

Verifica azione vettoriale.....  $f_{w,d,1} = \beta_1 f_y = 200 \text{ N/mm}^2$

Verifica azioni ortogonali.....  $f_{w,d,2} = \beta_2 f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

- **Bulloni classe 8.8:**

Caratteristiche di resistenza:

Valori *nominali* (EC3 e NTC2018) delle resistenze:

Si precisa che quelle sia le NTC2008 che l'EC3 chiamano *resistenze nominali*, i valori di base delle resistenze cui applicare i coefficienti di sicurezza.

Resistenza  *nominale* a rottura.....  $f_{u,b} = f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

Resistenza  *nominale* di snervamento.....  $f_{y,b} = f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$

Resistenze di calcolo:

Coefficiente di sicurezza di calcolo..  $\gamma_{M,b} = \gamma_{M,2} = 1,25$

Resistenza di calcolo a trazione.....  $f_{b,d} = 0,9 f_{u,b} / \gamma_{M,b} = 576 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di calcolo a taglio.....  $f_{b,v,d} = 0,6 f_{u,b} / \gamma_{M,b} = 384 \text{ N/mm}^2$



## 2.3 AZIONI DI PROGETTO PER LE OPERE

### 2.3.1 DEFINIZIONE DELLE CATEGORIE DELLE AZIONI DI BASE

#### **Carichi permanenti – G**

##### **Peso proprio degli elementi strutturali – $G_1$**

Comprende il peso proprio di tutti gli elementi strutturali e non-strutturali e tutti gli altri carichi di natura permanente.

##### **Sovraccarichi permanenti – $G_2$**

Comprende il peso proprio di tutti gli elementi non-strutturali e tutti gli altri carichi di natura permanente.

#### **Azioni di pretensione e precompressione – P**

Comprendono le azioni di pretensione e precompressione eventualmente applicate alle strutture.

#### **Carichi variabili – Q**

##### **Sovraccarichi variabili relativi all'utilizzo della struttura – $Q_1$**

Comprendono i sovraccarichi variabili associati all'utilizzo ordinario dell'edificio, ed i carichi associati ad eventuali interventi di manutenzione per le parti di edificio non accessibili normalmente.

##### **Azioni del vento – $Q_w$**

Comprendono le azioni esercitate dal vento su tutte le superfici dell'edificio esposte a tale azione. Per le azioni complessive sull'edificio il vento sarà fatto agire secondo due direzioni fra loro ortogonali, mentre per le verifiche locali sarà scelta la direzione più sfavorevole.

##### **Azioni della neve – $Q_s$**

Comprendono il carico da neve su tutte le coperture e gli altri elementi sui quali potrebbe aversi un deposito di neve.

##### **Azioni della temperatura – $Q_T$**

Comprendono le azioni prodotte dalle variazioni di temperatura rispetto alle condizioni iniziali delle opere; sono state considerate sia variazioni in aumento che in riduzione della temperatura.

#### **Azioni eccezionali – A**

Comprendono le azioni associate al verificarsi di eventi di natura *eccezionale*, quali incendio, esplosioni ed urti.

#### **Azioni sismiche – E**

Comprendono le azioni associate sia ai moti sismici orizzontali sia ai moti sismici verticali, nel caso le caratteristiche dell'elemento preso in esame rendano opportuno considerare anche questi ultimi.

## 2.3.2 ENTITÀ DELLE AZIONI DI CALCOLO

Di seguito si precisano i dati fondamentali che definiscono le specifiche azioni di progetto applicate alle opere; qui si fornisce cioè una descrizione delle azioni, dei criteri di applicazione delle stesse ed alcuni valori di riferimento.

Si precisa che i valori indicati qui di seguito per le diverse voci di carico, sono da intendersi come *valori caratteristici* e che per brevità di notazione, ai simboli rappresentanti i carichi non verrà posposto il pedice *k*.

### Pesi unitari dei materiali

Elementi strutturali:

Calcestruzzo.....	$w_c = 25,00 \text{ kN} / \text{m}^3$
Acciaio.....	$w_s = 78,50 \text{ kN} / \text{m}^3$
Legno.....	$w_{wood} = 6,00 \text{ kN} / \text{m}^3$
Solaio tipo "Poker Manini" sp. 21cm.....	$w_{sol} = 1,80 \text{ kN} / \text{m}^2$

Elementi non-strutturali:

Polistirolo (EPS)	$w_{eps} = 0,10 \text{ kN} / \text{m}^3$
-------------------	--

Pavimentazioni:

In elementi lapidei.....	$w_{p,1} = 1,00 \text{ kN} / \text{m}^2$
In piastrelle ceramiche.....	$w_{p,2} = 0,40 \text{ kN} / \text{m}^2$
In legno o in gomma.....	$w_{p,2} = 0,20 \text{ kN} / \text{m}^2$

Sottofondi in conglomerato cementizio per pavimentazioni:

Non alleggeriti.....	$w_{sg,1} = 24,00 \text{ kN} / \text{m}^3$
Alleggeriti.....	$w_{sg,1} = 10,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

Laterizi:

Semi-pieni.....	$w_{m,1} = 15,00 \text{ kN} / \text{m}^3$
Forati.....	$w_{m,2} = 11,00 \text{ kN} / \text{m}^3$

Terreno naturale.....	$w_g = 17,00 - 20,00 \text{ kN} / \text{m}^3$
-----------------------	---

Acqua.....	$w_w = 10,00 \text{ kN} / \text{m}^3$
------------	---------------------------------------

Si precisa che di seguito si indicano separatamente il *peso proprio degli elementi strutturali* ( $G_1$ ), e i *sovraccarichi permanenti* ( $G_2$ ). Ciò perché alle due sottoclassi corrispondono generalmente coefficienti di sicurezza diversi.

Qui si riportano le voci di carico più significative; altre voci potranno essere specificate in seguito in fase di analisi di singoli elementi o sotto-sistemi strutturali.

### 2.3.2.1 CARICHI PERMANENTI:

#### Carichi permanenti – G1

Gli effetti del carico in oggetto, per quel che riguarda le membrature principali, verranno computati in modo automatico da parte del programma di calcolo utilizzato per le analisi.

##### Impalcato :

Peso lastra MID 65 (50+15) - standard	5,10 kN / m <sup>2</sup>
Soletta sp. 15 cm e nervature interne c.a	4,00 kN / m <sup>2</sup>

#### Sovraccarichi permanenti – G2

Comprende il peso proprio di tutti gli elementi non-strutturali e tutti gli altri carichi di natura permanente.

Il carico è da considerarsi interamente come sovraccarico permanente.

### 2.3.2.1.1 AREA VERDE:

#### Carico area verde – zona A – hmed=150cm:

<i><b>Materiale</b></i>	<i><b>Peso (kN/m<sup>3</sup>)</b></i>	<i><b>Spessore (cm)</b></i>	<i><b>Carico (kN/m<sup>2</sup>)</b></i>
Terreno riempimento - sp. med. 1,50m	17,00	150	25,50
Impermeabilizzazione			0,10
<b>Totale kN/m<sup>2</sup></b>			<b>25,60</b>

#### Carico area verde – zona B – hmed=200cm:

<i><b>Materiale</b></i>	<i><b>Peso (kN/m<sup>3</sup>)</b></i>	<i><b>Spessore (cm)</b></i>	<i><b>Carico (kN/m<sup>2</sup>)</b></i>
Terreno riempimento - sp. med. 2,00m	17,00	200	34,00
Impermeabilizzazione			0,10
<b>Totale kN/m<sup>2</sup></b>			<b>34,10</b>

#### Carico soletta – zona A – area verde – hmed=80cm:

<i><b>Materiale</b></i>	<i><b>Peso (kN/m<sup>3</sup>)</b></i>	<i><b>Spessore (cm)</b></i>	<i><b>Carico (kN/m<sup>2</sup>)</b></i>
Terreno riempimento - sp. med. 0,80 m	19,00	<b>80</b>	15,20
Impermeabilizzazione			0,10
Misto cementato	24,00	<b>10</b>	2,40
<b>Totale kN/m<sup>2</sup></b>			<b>17,70</b>

**Carico soletta pedonale – zona B – marciapiede:**

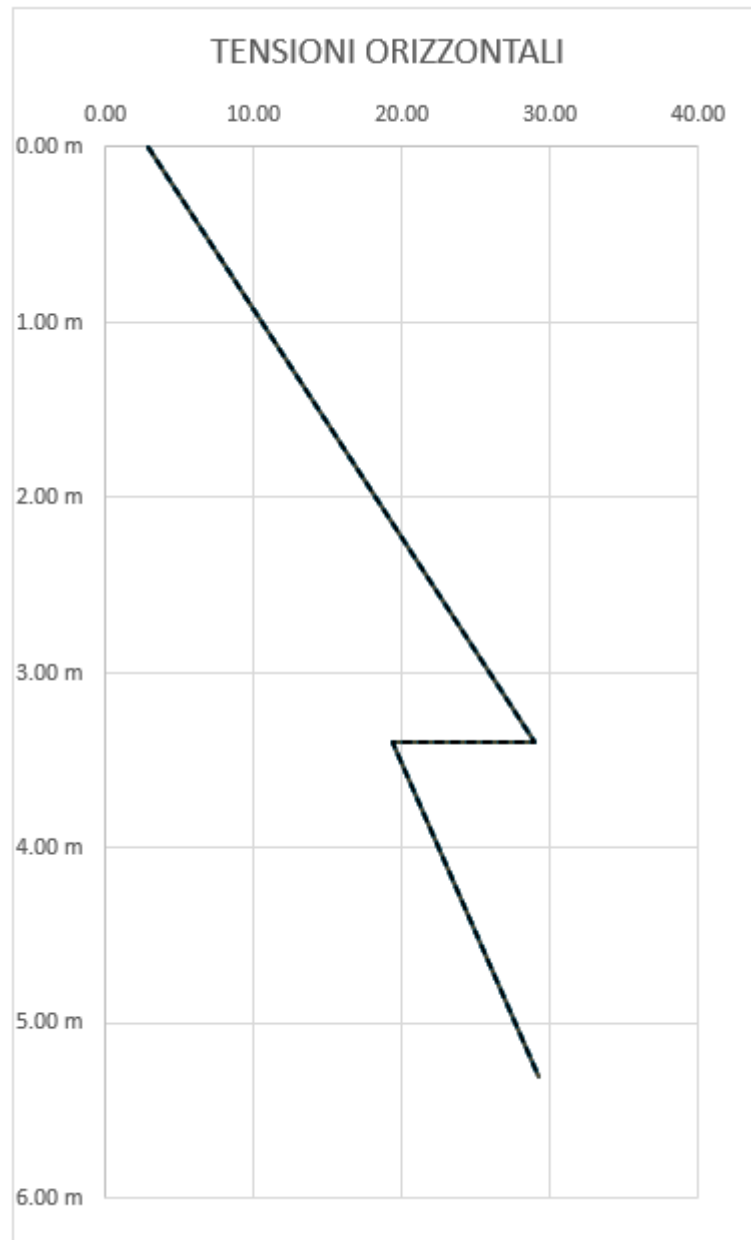
<i><b>Materiale</b></i>	<i><b>Peso (kN/m<sup>3</sup>)</b></i>	<i><b>Spessore (cm)</b></i>	<i><b>Carico (kN/m<sup>2</sup>)</b></i>
Pavimentazione	22,00	<b>10</b>	2,20
Misto granulare	19,00	<b>20</b>	3,80
Terreno riempimento - sp. med. 0,50 m	19,00	<b>50</b>	9,50
Impermeabilizzazione			0,10
Misto cementato	24,00	<b>10</b>	2,40
<b>Totale kN/m<sup>2</sup></b>			<b>18,00</b>

**2.3.2.1.2 Spinte delle terre – S**

Sui muri controterra sono state calcolate le spinte del terreno in base alle caratteristiche geotecniche descritte in precedenza.

Nel seguito si riportano le spinte orizzontali esercitate dal terreno con il coefficiente di spinta statica calcolato secondo Rankine.

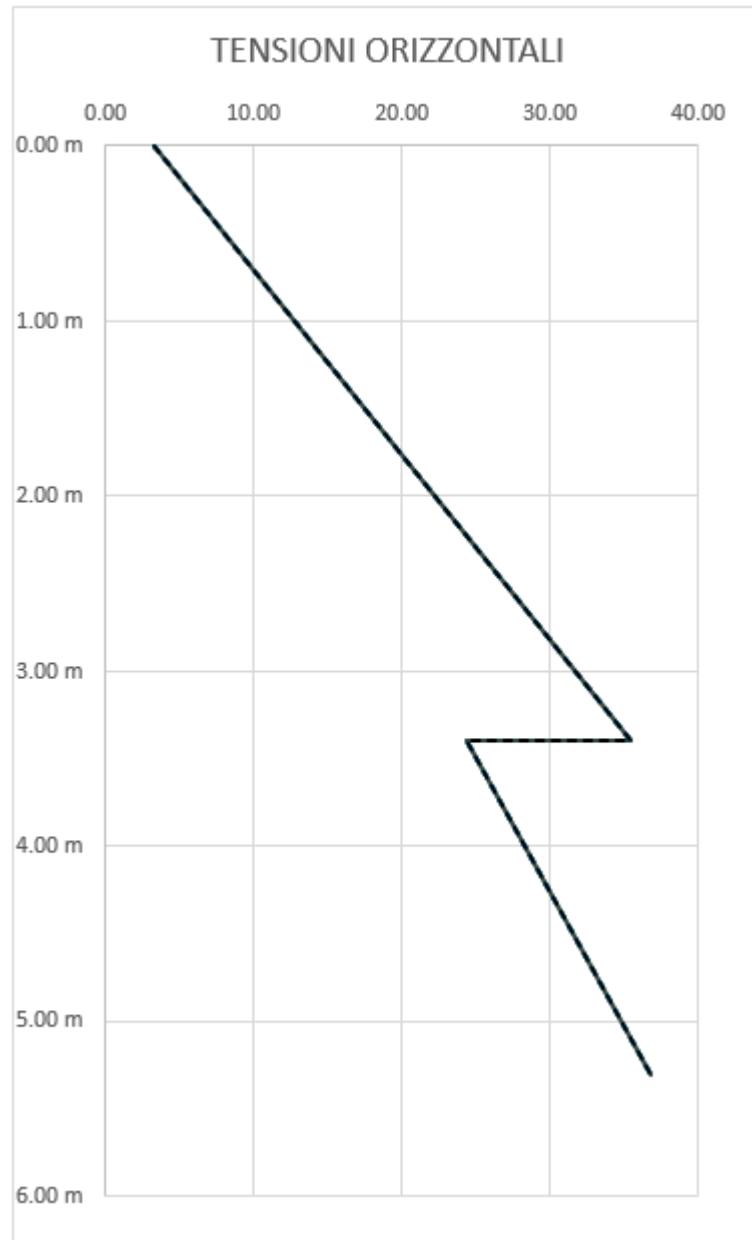
CONDIZIONI DRENATE							tensioni verticali efficaci			tensioni orizzontali totali		
	z	z <sub>par</sub>	u	Ka	2 c' √KA	γ z	σ' <sub>v,terra</sub>	σ <sub>v,G2</sub>	σ <sub>v,Qk</sub>	σ <sub>h,terra</sub>	σ <sub>h,G2</sub>	σ <sub>h,Qk</sub>
1° strato: limi-argille	0.00 m	0.00 m	0.0 kPa	0.406	0.0 kPa	0.0 kPa	0.0 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	0.0 kPa	0.8 kPa	2.0 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.406	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	26.2 kPa	0.8 kPa	2.0 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.406	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	26.2 kPa	0.8 kPa	2.0 kPa
2° strato: ghiaia-sabbie	3.39 m	0.00 m	0.0 kPa	0.271	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	17.5 kPa	0.5 kPa	1.4 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.271	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	27.3 kPa	0.5 kPa	1.4 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.271	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	27.3 kPa	0.5 kPa	1.4 kPa



Profilo di spinta Rankine

Nel seguito si riportano le spinte orizzontali esercitate dal terreno con il coefficiente di spinta sismica calcolato secondo la teoria di Mononobe Okabe ( $k_v+$ ).

CONDIZIONI DRENATE	z	z <sub>par</sub>	u	Ka	2 c' vKa	γ z	tensioni verticali efficaci			tensioni orizzontali totali		
							σ' <sub>v,terra</sub>	σ <sub>v,G2</sub>	σ <sub>v,Qk</sub>	σ <sub>h,terra</sub>	σ <sub>h,G2</sub>	σ <sub>h,Qk</sub>
1° strato: limi-argille	0.00 m	0.00 m	0.0 kPa	0.474	0.0 kPa	0.0 kPa	0.0 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	0.0 kPa	0.9 kPa	2.4 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.474	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	32.1 kPa	0.9 kPa	2.4 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.474	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	32.1 kPa	0.9 kPa	2.4 kPa
2° strato: ghiaia-sabbie	3.39 m	0.00 m	0.0 kPa	0.326	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	22.1 kPa	0.7 kPa	1.6 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.326	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	34.5 kPa	0.7 kPa	1.6 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.326	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	34.5 kPa	0.7 kPa	1.6 kPa



Profilo di spinta Mononobe Okabe (kv+)

Nel seguito si riportano le spinte orizzontali esercitate dal terreno con il coefficiente di spinta sismica calcolato secondo la teoria di Mononobe Okabe (kv-).

CONDIZIONI DRENATE	z	z <sub>par</sub>	u	K <sub>a</sub>	2 c' √KA	γ z	tensioni verticali efficaci			tensioni orizzontali totali		
							σ' <sub>v,terra</sub>	σ <sub>v,G2</sub>	σ <sub>v,Qk</sub>	σ <sub>h,terra</sub>	σ <sub>h,G2</sub>	σ <sub>h,Qk</sub>
1° strato: limi-argille	0.00 m	0.00 m	0.0 kPa	0.482	0.0 kPa	0.0 kPa	0.0 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	0.0 kPa	1.0 kPa	2.4 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.482	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	29.5 kPa	1.0 kPa	2.4 kPa
	3.39 m	3.39 m	0.0 kPa	0.482	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	29.5 kPa	1.0 kPa	2.4 kPa
2° strato: ghiaia-sabbie	3.39 m	0.00 m	0.0 kPa	0.332	0.0 kPa	64.4 kPa	64.4 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	20.3 kPa	0.7 kPa	1.7 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.332	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	31.8 kPa	0.7 kPa	1.7 kPa
	5.30 m	1.91 m	0.0 kPa	0.332	0.0 kPa	100.7 kPa	100.7 kPa	2.0 kPa	5.0 kPa	31.8 kPa	0.7 kPa	1.7 kPa

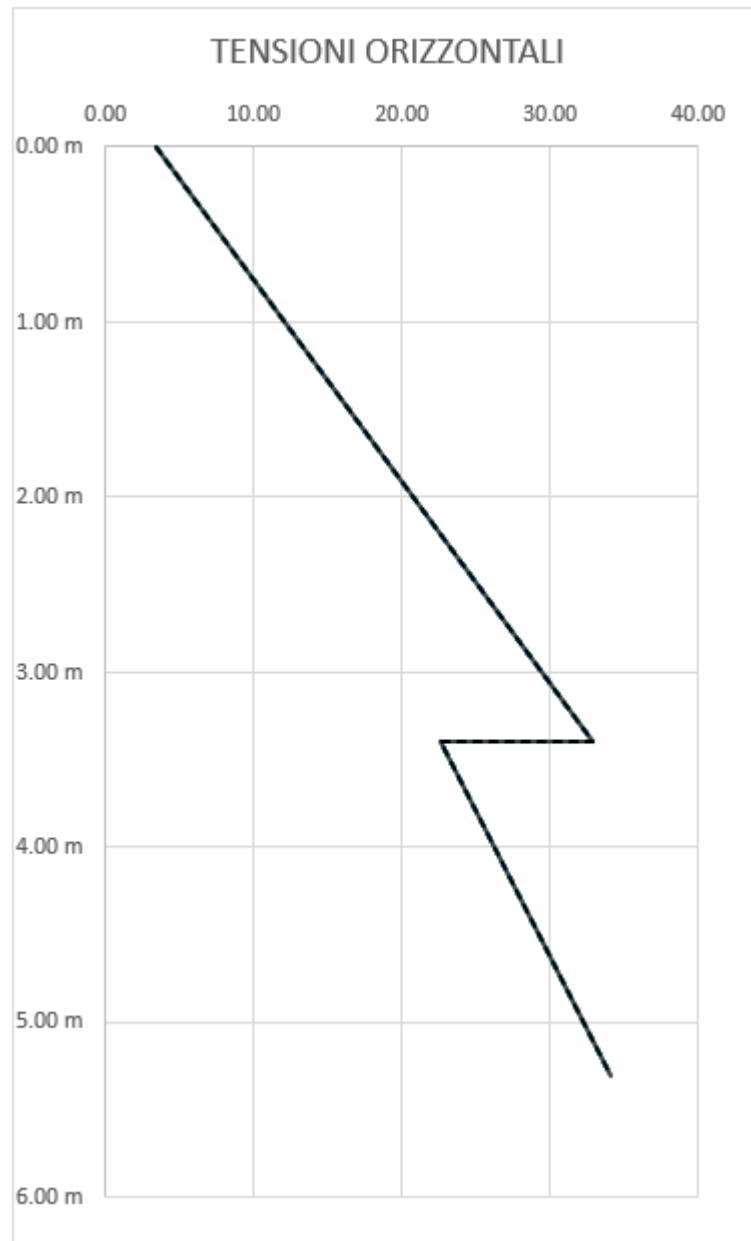


Figura 2 – Profilo di spinta Mononobe Okabe (kv-)

### 2.3.2.2 Sovraccarichi variabili Q:

#### 2.3.2.2.1 Q1 – Sovraccarichi di Utilizzo:

Si precisa che qui si riportano le voci di carico più significative; altre voci potranno essere specificate in seguito in fase di analisi di singoli elementi o sotto-sistemi strutturali.

Si ritiene che tutti i locali dell'edificio possano essere ricondotti alla categorie *Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici .... piattaforme ferroviarie – Cat. C5*, fatta eccezione per le scale, che vanno associati alla categoria *Ambienti suscettibili di affollamento – Cat. C3 / Balconi ballatoi e scale comuni, e la zona delle rampe che va associata alla categoria G*.

Si precisa che qui di seguito, come anche nel prosieguo, al fine di evitare incongruenze formali, le voci di carico indicate nelle norme di riferimento come  $q_k$ ,  $Q_k$  e  $H_k$ , saranno indicate rispettivamente come  $q_1$ ,  $F_{q1}$  e  $p_{q1}$ .

#### Copertura

Sovraccarichi di calcolo:	C5
Carico verticale ripartito.....	$q_1 = 5,00 \text{ kN} / \text{m}^2$
Carico verticale concentrato.....	$F_{q1} = 5,00 \text{ kN}$
Carico orizzontale lineare.....	$p_{q1} = 3,00 \text{ kN} / \text{m}$

#### 2.3.2.2.2 Azioni della neve – Q<sub>s</sub>

##### Parametri di base per la valutazione del carico neve

Zona.....	Zona 1
Altitudine sul livello del mare.....	$a_s \cong 133 \text{ m}$
Carico neve al suolo.....	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN} / \text{m}^2$
Coefficiente di esposizione.....	$C_E = 1,0$

##### Carico neve di progetto

##### Coefficienti di forma per il carico neve:

Inclinazione della falda.....	$\alpha = 0^\circ$
Coefficiente $\mu_1$ .....	$\mu_1 = 0,8$

##### Coefficiente termico:

Sulla base delle proprietà di isolamento termico del materiale della copertura, non è prevedibile un significativo scioglimento della neve per cessione di calore dall'edificio.

Coefficiente termico.....	$C_t = 1,0$
Valori del carico neve distribuito.....	$q_{s1} = \mu_1 q_{sk} C_E C_t = 1,20 \text{ kN/m}^2$
Nelle zone in cui è previsto accumulo di neve si è considerato cautelativamente un carichi distribuito di $1,60 \text{ kN/m}^2$ .	

#### 2.3.2.2.3 Azioni del vento – Q<sub>w</sub>

Di seguito si riportano solo alcuni valori significativi come termine di riferimento; per una definizione dettagliata delle azioni del vento applicate alle strutture, si rimanda all' *Allegato A – Modelli numerici*.

#### Pressione cinetica di picco

##### Parametri di base

Zona.....	1
Altitudine sul livello del mare.....	$a_s \cong 133 \text{ m}$
Periodo di ritorno.....	Tr = 50 ani



Distanza dalla linea di costa del mare.....	$d > 30 \text{ km}$
Parametri di zona:	
Velocità del vento di riferimento.....	$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
Densità dell'aria di calcolo.....	$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
Pressione cinetica di riferimento.....	$q_b = 1/2 \rho v_b^2 = 0,391 \text{ kN/m}^2$
Altezza di riferimento $a_0$ .....	$a_0 = 1000 \text{ m}$
Coefficiente $k_a$ .....	$k_a = 0,010 \text{ s}^{-1}$
Classe di rugosità del terreno.....	<i>B</i> (Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive)
Categoria di esposizione del sito.....	<i>IV</i>

### Coefficiente di topografia

Le strutture in esame non si trovano in sommità di un rilievo ma lungo un versante inclinato del 10% circa, quindi la topografia del sito non induce ad utilizzare un coefficiente di topografia superiore a 1.

Coefficiente di topografia.....	$c_t = 1,0$
---------------------------------	-------------

### Coefficiente di esposizione

Per il calcolo dei coefficienti di esposizione si utilizzano i termini i cui valori ed espressioni sono riportati qui di seguito.

Parametri categoria di esposizione.....	$k_r = 0,22$ ; $z_o = 0,30 \text{ m}$ ; $z_{min} = 8,0 \text{ m}$
Altezza misurata dal livello del suolo.....	$z$

#### Coefficiente di esposizione

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

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z_{min}/z_o) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z_{min}/z_o)] \quad \text{per } z < z_{min}$$

Pressione cinetica di riferimento,  $q_b = 39 \text{ daN/mq}$

Coefficiente di forma,  $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico,  $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione,  $C_e = 1,63$

Coefficiente di esposizione topografica,  $C_t = 1,00$

Pressione del vento .....  $p = q_b C_e C_p C_d = 0,64 \text{ kN/mq}$

in via semplificativa e a favore di sicurezza, su tutte le superfici esposte al vento si applicano le azioni del vento associate alla pressione cinetica di picco massima, relativa alla altezza massima, misurata al colmo della copertura

### 2.3.2.2.4 Azioni della temperatura – Q T

Per le strutture in esame le azioni della temperatura non risultano fondamentali per la sicurezza o per l'efficienza funzionale delle opere, pertanto si ritiene sufficiente applicare delle variazioni termiche uniformi.

Variazioni termiche uniformi di progetto:

Elementi in cemento armato ed elementi in legno <i>esposti</i> .....	$\Delta T = + 15 \text{ }^\circ\text{C}$
---	--

Elementi in cemento armato ed  
elementi in legno *protetti*.....  $\Delta T = \pm 10\text{ }^{\circ}\text{C}$

#### **2.3.2.2.5 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli**

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel § 5.2.2.6 NTC2018. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno nei casi in cui, in ragione della velocità della linea, non si instaurino amplificazioni dinamiche significative per il comportamento degli elementi strutturali investiti dalle azioni aerodinamiche. I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

#### **2.3.2.3 Azioni eccezionali – A**

- **Deragliamento: NTC2018 §3.6.3.4**

Valgono le norme relative alle gallerie: i binari distano almeno 3.5m dalle pareti continue. I carichi da urto in caso di convoglio in svio valgono rispettivamente, per distanze dall'ostacolo comprese <5m:

- 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro, quindi a circa 2,00m dall'estradosso della fondazione dei muri e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

#### **Rottura catenaria: NTC2018 §5.2.2.9.1.**

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del manufatto.

La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a  $\pm 20\text{ kN}$  e applicata sui sostegni alla quota del filo.

Per 11 binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di 3 catenarie

Nelle verifiche saranno considerate rotte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.

### 2.3.2.4 Azioni sismiche

Di seguito si riportano i parametri di base per la valutazione delle azioni sismiche; gli spettri di risposta verranno definiti in seguito, dopo avere caratterizzato sismicamente la struttura.

- Individuazione del sito**

Le opere in oggetto vengono realizzate in adiacenza alla stazione attuale, lato Est, situato nel Comune di Milano (MI)

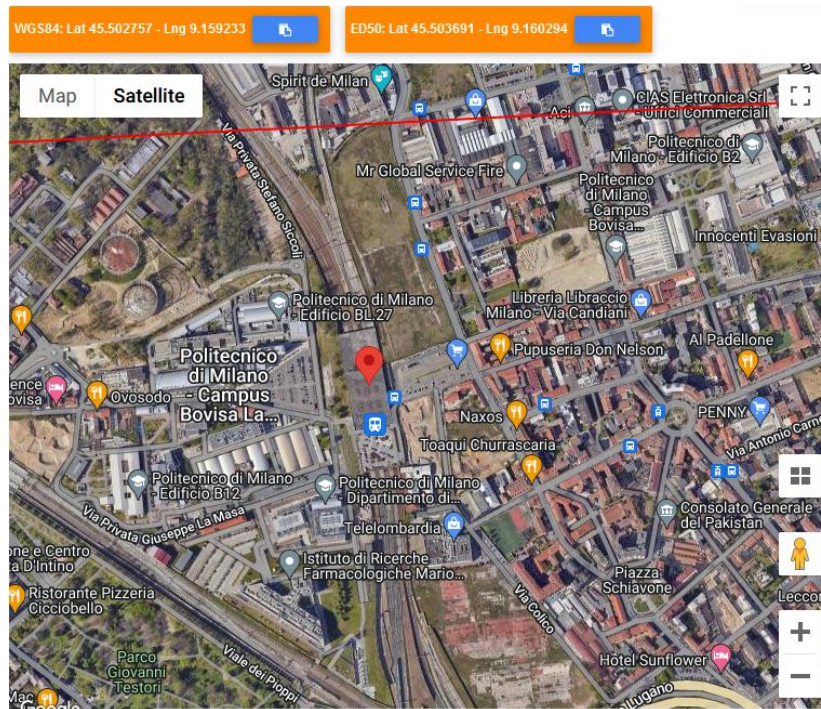
Comune amministrativo.....Milano

Coordinate geografiche del sito:

Con riferimento all'immagine riportata sotto, una stima sufficientemente approssimata delle coordinate geografiche WGS84 è la seguente:

Latitudine.....  $LAT = 45,502757\ N$

Longitudine.....  $LON = 9,159233\ E$



- Parametri di pericolosità sismica**

Definizione dei tempi di ritorno per i diversi Stati Limite:

Dati di base:

I dati che seguono sono quelli già indicati al § *Classificazione delle opere*.

Vita Nominale.....  $V_N = 100\ anni$

Coefficiente d'Uso.....  $C_U = 2,0$

Periodo di Riferimento.....  $V_R = V_N \cdot C_U = 200\ anni$

Tempi di ritorno di progetto:

SLO.....	$T_{R,O} = 120 \text{ anni}$
SLD.....	$T_{R,D} = 201 \text{ anni}$
SLV.....	$T_{R,V} = 1898 \text{ anni}$
SLC.....	$T_{R,C} = 2475 \text{ anni}$

• **Parametri sismici di base di progetto:**

Le azioni sismiche dipendono:

- dal sito in cui le opere sono allocate; le NTC definiscono il livello di pericolosità sismica su un fitto reticolo di riferimento (nodi non distanti più di 10km) per mezzo del parametro  $a_g$
- dalle caratteristiche del sottosuolo, definite in categorie e condizioni topografiche
- dalla importanza intrinseca della struttura, definita mediante la "vita nominale"
- dalle condizioni di utilizzo, definite dalla "classe d'uso".

## Stati limite



Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...



Vita Nominale

100



Interpolazione

Media ponderata

**CU = 2**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	Fo	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	120	0.032	2.592	0.222
Danno (SLD)	201	0.038	2.632	0.247
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.068	2.767	0.312
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.073	2.794	0.317
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	200			

• **Caratteristiche del suolo di fondazione**

Categoria suolo di fondazione:

Categoria suolo di fondazione..... *C*

Coefficiente di amplificazione relativo al suolo di fondazione:

Categoria topografica..... *T1 – Superficie pianeggiante (incl. < 15°)*

Coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

- **Stati Limite di progetto per le azioni sismiche**

Come già indicato al precedente § *Classificazione delle opere*, le opere in oggetto sono da considerarsi appartenente alla **Classe d'Uso IV**. Pertanto, conformemente alle indicazioni delle NTC2018 al § 7.1 *Requisiti nei confronti degli Stati Limite*, vanno in generale eseguite le seguenti verifiche:

**Verifiche di resistenza allo SLV**

**Verifiche di resistenza allo SLD (\*)**

**Verifiche di deformazione allo SLO e allo SLD**

(\*) Ne consegue che le verifiche di resistenza allo SLD non sono significative e che sono maggiormente gravose e significative quello allo SLV. Le verifiche di resistenza allo SLD verranno omesse per brevità.

- **Tipo di analisi**

Tenuto conto delle caratteristiche sismiche delle strutture, si sceglie di utilizzare per tutti gli stati limite di progetto il metodo di analisi *ordinario*, cioè una *analisi dinamica in campo lineare* di tipo *modale*, con *spettri di risposta* valutati facendo uso di un *fattore di struttura*. Si precisa che non verranno introdotte *ridistribuzioni* delle azioni sismiche. Riassumendo, il metodo di analisi utilizzato è il seguente.

Metodo di analisi sismica: ***Analisi dinamica in campo lineare di tipo modale, con spettri di risposta e fattore di struttura, senza ridistribuzioni***

L'analisi sismica è stata eseguita per mezzo di codice di calcolo con il *Modello Globale* già richiamato in precedenza e utilizzato anche per l'analisi di tutte le altre azioni di calcolo

Le strutture vengano progettare come non dissipative e la risposta strutturale per i diversi stati limite di progetto è quindi la seguente:

Tipo di risposta strutturale: ..... ***Risposta Elastica***

- **Fattore di struttura**

Si è optato per ottenere una risposta elastica in presenza di sismi distruttivi (SLV) per cui è da considerarsi **struttura non dissipativa**.

Come indicato in precedenza, la struttura è stata progettata come non dissipativa; la normativa attuale (NTC18 capitolo 7.3.1) dispone che per le strutture progettate come non dissipative si possa utilizzare un fattore di struttura come indicato di seguito:

$$1 \leq \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1.5$$

Nella formula riportata  $q_{CD"B"}$  si riferisce al valore del fattore di struttura per l'edificio in esame in classe di duttilità "B". Nel caso in esame, utilizzando la tabella 7.3.II delle NTC18, la struttura può essere assimilata ad una struttura a pareti non accoppiate e per tanto si può utilizzare un valore di base del fattore di struttura ( $q_0$ ) pari a 3. La struttura risulta essere regolare in altezza, per tanto il fattore  $K_R$  risulta pari a 1 e ne

consegue che il fattore di struttura ( $q$ ) è pari a 3; per tanto nel caso non dissipativo in esame si ottiene un fattore di struttura pari a:

$$q = \frac{2}{3} * 3 = 2 \geq 1.5 \rightarrow q = 1.5$$

Fattore di struttura adottato per le componenti sismiche orizzontali..... **$q = 1,50$**

Fattore di struttura per la componente sismica verticale:

Non vi sono ragioni per utilizzare un fattore di struttura diverso da quello ordinario, pari a  $q_v = 1,5$ .

Fattore di struttura delle strutture in c.a.....  $q_v = 1,5$

- **Azioni sismiche sugli elementi *non-dissipativi***

Le **strutture *non-dissipative*** nel loro complesso sono progettate per non subire danneggiamenti gravi anche in presenza di sismi distruttivi (SLV); non è quindi necessario che garantiscano un comportamento duttile, e si eseguono le verifiche di resistenza considerando le **azioni sismiche da spettro elastico**.

- **Definizione delle azioni sismiche di progetto**

- **Direzioni di azione del sisma**

Si adotta come riferimento il sistema di assi cartesiano costituito dagli assi  $x$ ,  $y$  e  $z$  indicato nella figura riportata in seguito.

Si precisa che la disposizione e le caratteristiche di rigidità degli elementi che determinano in modo prevalente la risposta sismica delle strutture, fanno sì che gli assi  $x$  e  $y$  siano prossimi agli assi principali delle rigidità; ritenendo opportuno adottare i detti assi principali delle rigidità quali direzioni delle componenti sismiche orizzontali, la *Direzione*  $x$  e l'ortogonale *Direzione*  $y$  vengono scelte come direzioni delle componenti sismiche orizzontali. La componente sismica verticale è parallela all'asse  $z$ .

- **Identificativo delle azioni sismiche**

Nel prosieguo ci si riferirà alle azioni sismiche complessive ed alle singole componenti con gli identificativi di seguito riportati.

Azioni sismiche allo *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)* –  $E$ :

Azioni sismiche allo SLV –  $E$ :

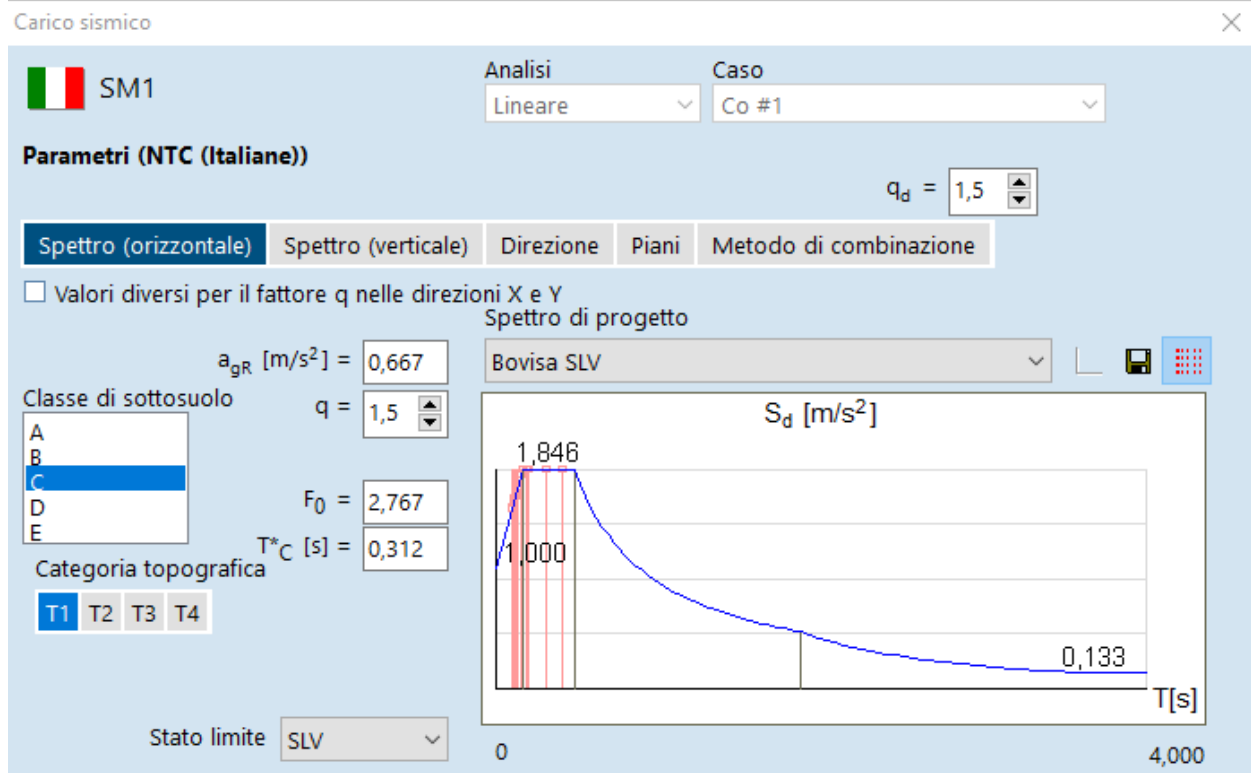
Azioni sismiche complessive.....	$E$
Componente // <i>Direzione</i> $x$ .....	$E_x$
Componente // <i>Direzione</i> $y$ .....	$E_y$
Componente verticale.....	$E_z$

Azioni sismiche allo *Stato Limite di Danno (SLD)* –  $E_D$  :

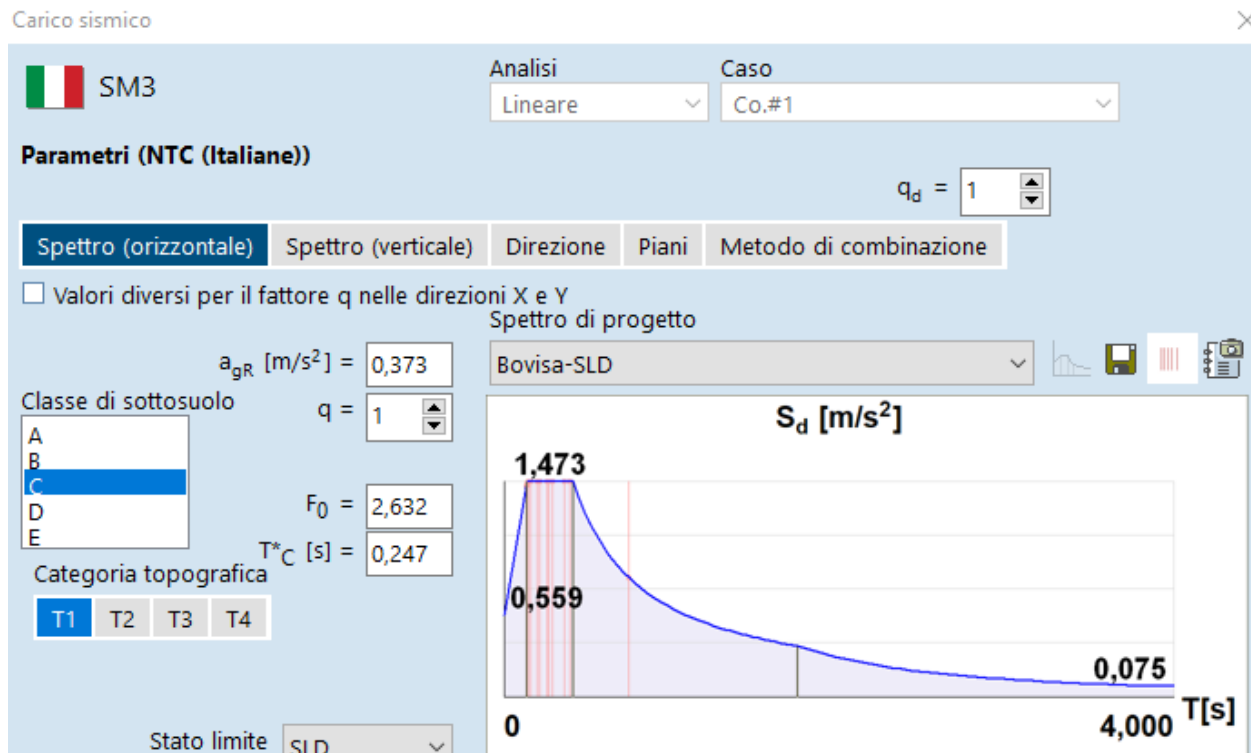
Azioni sismiche complessive.....	$E_D$
Componente // <i>Direzione</i> $x$ .....	$E_{D,x}$
Componente // <i>Direzione</i> $y$ .....	$E_{D,y}$
Componente verticale.....	$E_{D,z}$

- **Spettri di risposta Componenti sismiche orizzontali**

- **SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita**



- **SLD – Stato Limite di Danno**





- SLO – Stato Limite di Operatività

Carico sismico ✕

**SM2**

Analisi  
Lineare

Caso  
Co.#1

**Parametri (NTC (Italiane))**

$q_d = 1$

Spettro (orizzontale)
Spettro (verticale)
Direzione
Piani
Metodo di combinazione

☐ Valori diversi per il fattore q nelle direzioni X e Y

$a_{gR}$  [m/s<sup>2</sup>] = 0,314

Classe di sottosuolo

A  
B  
**C**  
D  
E

Categoria topografica

T1

T2

T3

T4

q = 1

$F_0 = 2,592$

$T^*_C$  [s] = 0,222

Spettro di progetto

Bosiva-SLO

Stato limite SLO

**$S_d$  [m/s<sup>2</sup>]**

**$T$  [s]**

## ▪ Criteri di modellazione strutturale

### Deformabilità dei solai

Considerata la presenza di differenti tipologie di solaio, con differenti livelli di rigidezza di piano, si è ritenuto opportuno considerare la deformabilità dei solai.

### Distribuzione delle masse

Vista la scelta di considerare la deformabilità dei solai e della copertura, le masse del *Modello Numerico* sono *diffuse*, cioè non sono state concentrate in singoli *punti di massa di piano*.

Si precisa che le masse concentrate presentano solo le tre componenti traslazionali, mentre non sono calcolate le inerzie rotazionali. Visto il livello di discretizzazione del Modello Globale, si ritiene che tale approssimazione non possa produrre un errore significativo nella valutazione delle azioni sismiche.

### Interazione Terreno–Struttura

Nel modello *MN* è stata considerata l'interazione Terreno–Struttura, rappresentando la risposta verticale del terreno come elastico–lineare (*alla Winckler*). I coefficienti di reazione sono stati valutati sulla base dei parametri riscontrati nella *Relazione Geologica–Geotecnica*. Rispetto agli spostamenti/deformazioni orizzontali, non essendo questi significativi nel caso specifico, è stata adottata una condizione di vincolo fisso fra struttura e terreno.

Coefficiente di reazione verticale:

Condizioni *statiche* e *sismiche*.....  $k_v = 100000 \text{ kN/m}^3 (\cong 10,00 \text{ kgf/cm}^3)$

Coefficiente di reazione orizzontale..... *struttura vincolata rigidamente rispetto agli spostamenti orizzontali in entrambe le direzioni x e y*

## Masse sismiche

### ▪ Criteri di valutazione delle masse sismiche

Le masse sismiche sono quelle associate ai carichi medi associati alle situazioni sismiche, che saranno indicati come  $G_E$ . Tali carichi includono i carichi permanenti e la quota dei carichi variabili rappresentativa del loro valore *medio*.

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili:

Sovraccarichi utilizzo $Q_I$ .....	$\psi_{2,E,QI} = \psi_{2,QI} = 0,6$ (rif. Cat. C)
Carico neve – $Q_s$ : .....	$\psi_{2,E,Qs} = 0$
Azione del vento – $Q_w$ .....	$\psi_{2,E,Qw} = \psi_{2,Qw} = 0$
Azioni della temperatura – $Q_T$ .....	$\psi_{2,E,QT} = \psi_{2,QT} = 0$

Carichi medi di calcolo in presenza di sisma:

Per *carichi medi di calcolo in presenza di sisma* si intende l'insieme dei carichi da considerare compresenti alle azioni sismiche. Tali carichi vengono identificati come  $G_E$ , e sono definiti di seguito.

$$\text{Carichi medi di calcolo in pres. di sisma.....} \quad G_E = G_I + G_2 + P + \sum_i \psi_{2,E,Qi} Q_i$$

$$\text{Masse sismiche.....} \quad M_E = \text{masse} (G_E)$$

## 2.4 COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni indicate di seguito sono valide per tutte le verifiche, salvo diversa specifica che si rendesse necessaria od opportuna in particolari situazioni o per particolari elementi; ogni variazione rispetto alle seguenti combinazioni sarà segnalata.

Si precisa che nelle espressioni riportate in seguito, i coefficienti di combinazione  $\psi$  – per ciascuna verifica – assumono i valori che determinano la condizione più gravosa.

### 2.4.1 CRITERI DI COMBINAZIONE

#### 2.4.1.1 Combinazioni fondamentali agli Stati Limite Ultimi

Si definiscono combinazioni *fondamentali* agli *Stati Limite Ultimi* quelle che comprendono i carichi permanenti e quelli variabili e non includono le azioni eccezionali e le azioni sismiche. Tali combinazioni comprendono i carichi *statici* o *pseudo-statici* e vengono quindi indicate anche come *combinazioni agli Stati Limite Ultimi Statiche*, ed identificate come *SLU*

Coefficienti di sicurezza sulle azioni:

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1	A2
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

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

Espressione generale delle combinazioni.....  $SLU_{ST,i} = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P +$   
 $+ \gamma_Q (Q_i + \sum_{j \neq i} \Psi_{0,Qj} Q_j)$

Combinazione di calcolo.....  $SLU_{ST} = \text{involuppo} \{ SLU_{ST,i} \}$

### 2.4.1.2 Combinazioni sismiche

Si definiscono combinazioni *sismiche* quelle che comprendono le azioni sismiche, i carichi permanenti con il proprio valore *caratteristico*, quelli variabili con il proprio valore *medio* e che non includono le azioni eccezionali.

Si distingue fra combinazioni sismiche agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio. Come precisato al precedente § *Stati Limite di progetto per le azioni sismiche*, nel caso specifico gli stati limite da considerarsi sono i seguenti:

SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita

I criteri di combinazione delle azioni sismiche con le altre azioni sono riportati di seguito.

#### Premesse

#### Carichi medi di calcolo in presenza di sisma:

Per *carichi medi di calcolo in presenza di sisma* si intende l'insieme dei carichi da considerare compresenti alle azioni sismiche. Tali carichi vengono identificati come  $G_E$ , e sono definiti di seguito.

Carichi medi di calcolo in pres. di sisma.....  $G_E = G_1 + G_2 + P + \sum_i \psi_{2,E,Q_i} Q_i$

#### Identificativi delle azioni sismiche

Come indicato al precedente § *Definizione delle azioni sismiche di progetto* le azioni sismiche di calcolo sono identificate come indicato di seguito.

Azioni sismiche allo *Stato Limite di salvaguardia della Vita*: E

#### Combinazioni sismiche di calcolo

Azioni sismiche di calcolo allo *Stato Limite di salvaguardia della Vita*

### 2.4.1.3 Combinazioni fondamentali agli Stati Limite di Esercizio

Si definiscono combinazioni *fondamentali* agli *Stati Limite di Esercizio* quelle che comprendono i carichi permanenti e quelli variabili e non includono le azioni eccezionali e le azioni sismiche.

#### Combinazioni rare – $SLE_R$

Combinazioni *rare*:

Espressione generale delle combinazioni.....  $SLE_{R,i} = G_1 + G_2 + P + (Q_i + \sum_{j \neq i} \psi_{0,Q_j} Q_j)$

Combinazione di calcolo.....  $SLE_R = \text{inviluppo} \{ SLE_{R,i} \}$

#### Combinazioni frequenti – $SLE_F$

Combinazioni *frequenti*:

Espressione generale delle combinazioni.....  $SLE_{F,i} = G_1 + G_2 + P + (\psi_{1,Q_i} Q_i + \sum_{j \neq i} \psi_{2,Q_j} Q_j)$

Combinazione di calcolo.....  $SLE_F = \text{inviluppo} \{ SLE_{F,i} \}$

## Combinazioni quasi permanenti – SLE<sub>QP</sub>

Combinazioni *quasi permanenti*:

Combinazione di calcolo.....  $SLE_{QP} = G_1 + G_2 + P + \sum_i \psi_{2,Q_i} Q_i$

### 2.4.1.4 Combinazioni per le verifiche geotecniche – GEO

#### Approccio di progetto

Nell'ambito delle indicazioni delle NTC2018, di cui al § 6.4.2 *Fondazioni superficiali*, si sceglie di operare applicando 1° **Approccio 2.**

Si vanno quindi a considerare le combinazioni agli SL geotecnici già definite come  $GEO_{AI}$  e le combinazioni sismiche allo  $SLV$ .

Si precisa poi che alle combinazioni  $GEO_{AI}$  e  $SLV$  sono da associarsi le combinazioni di *Azioni e Resistenze* di seguito specificate (la simbologia è quella delle NTC2018, di cui al § 6.4.2 *Fondazioni superficiali*).

Corrispondenze fra combinazioni di carico e parametri di resistenza:

Combinazioni geotecniche agli Stati Limite Ultimi:

Combinazione  $GEO_{AI}$ ..... ( A1 , M1 , R3 )

Combinazioni sismiche:

Combinazione allo  $SLV$ ..... ( SLV , M1 , R3 )

### 3 AMPLIAMENTO NORD - PIASTRA VERDE

- **Rappresentazione delle strutture**

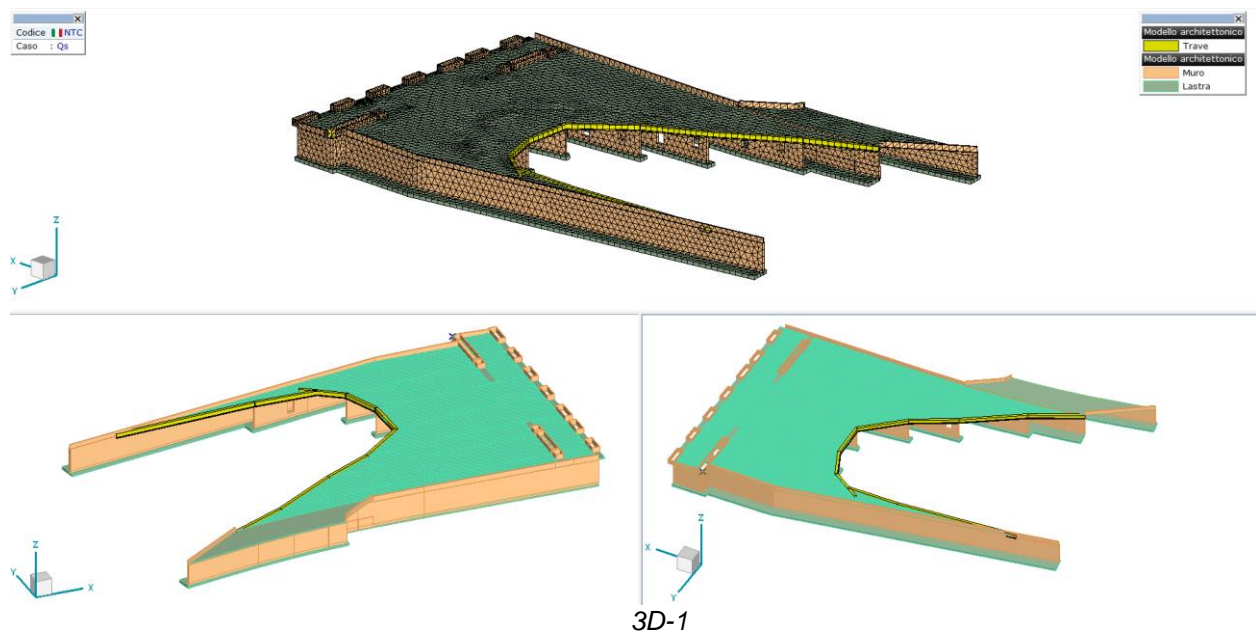
Come detto al precedente § 2.1 *Criteri di analisi e verifica delle strutture*, l'analisi delle strutture è stata eseguita prevalentemente con l'utilizzo di codici di calcolo elaborati per mezzo di calcolatore elettronico. L'affidabilità dei citati codici e l'attendibilità dei risultati è stata verificata dallo scrivente progettista delle strutture.

E' stato costruito il *Modello Numerico* già descritto in precedenza, che comprende gli elementi strutturali principali; sono stati inoltre utilizzati alcuni altri *modelli locali*, allo scopo di analizzare singoli elementi o sottosistemi strutturali esclusi dal *Modello Numerico*, ovvero quello di fornire un'analisi di maggior dettaglio o con ipotesi di calcolo più cautelative. Tali *modelli locali*, nei casi più semplici saranno analizzati con un calcolo manuale, in altri casi di maggiore complessità potranno essere elaborati con codici di calcolo.

- **Modello Numerico**

Il Modello Numerico è compiutamente definito nell' *Allegato A – Modelli Numerici* al quale si rimanda. Qui si precisano solo gli aspetti più rilevanti delle scelte effettuate nella costruzione del modello in oggetto.

#### Rappresentazione grafica del Modello Numerico



#### Elementi inclusi nel modello

Il Modello Numerico MN è stato costruito per rappresentare il comportamento complessivo delle strutture in oggetto; comprende tutti gli elementi principali: fondazione, pilastri, travi, scale.

#### Deformabilità dei solai

Considerata la presenza di differenti tipologie di solaio, con differenti livelli di rigidezza di piano, si è ritenuto opportuno considerare la deformabilità dei solai.

#### Distribuzione delle masse

Vista la scelta di considerare la deformabilità dei solai e della copertura, le masse del *Modello Numerico* sono *diffuse*, cioè non sono state concentrate in singoli *punti di massa di piano*.

Si precisa che le masse concentrate presentano solo le tre componenti traslazionali, mentre non sono calcolate le inerzie rotazionali. Visto il livello di discretizzazione del Modello Globale, si ritiene che tale approssimazione non possa produrre un errore significativo nella valutazione delle azioni sismiche.

#### Effetti della fessurazione nel c.a.

Come indicato dalle norme di riferimento e dalla letteratura tecnica, è opportuno tenere conto degli effetti della fessurazione. Per edifici *rigidi* – intendendo edifici con periodi fondamentali inferiori al periodo  $T_B$  che delimita il primo tratto ascendente degli spettri – come è quello in oggetto, trascurare gli effetti della fessurazione può portare ad una sottostima significativa delle azioni sismiche.

Gli effetti della fessurazione sono importanti anche nella stima degli spostamenti e delle deformazioni. Trascurare o sottostimare tali effetti può portare ad una importante sottovalutazione di spostamenti e deformazioni.

Come d'uso nella pratica di calcolo attuale, nell'ambito di un'analisi elastica lineare, gli effetti della fessurazione vengono rappresentati mediante un coefficiente di riduzione della rigidezza  $\alpha_f$ , da applicarsi alle rigidezze flessionali e taglianti.

Si ritiene cautelativo assumere un coefficiente di riduzione  $\alpha_f = 0,50$ .

#### Interazione Terreno–Struttura

Nel modello *MN* è stata considerata l'interazione Terreno–Struttura, rappresentando la risposta verticale del terreno come elastico–lineare (*alla Winckler*). I coefficienti di reazione sono stati valutati sulla base dei parametri riscontrati nella *Relazione Geologica–Geotecnica*. Rispetto agli spostamenti/deformazioni orizzontali, non essendo questi significativi nel caso specifico, è stata adottata una condizione di vincolo fisso fra struttura e terreno.

Coefficiente di reazione verticale:

Condizioni statiche e sismiche.....	$k_v = 100000 \text{ kN/m}^3 (\cong 10,00 \text{ kgf/cm}^3)$
Coefficiente di reazione orizzontale.....	struttura vincolata rigidamente rispetto agli spostamenti orizzontali in entrambe le direzioni $x$ e $y$

#### • **Azioni di calcolo**

Le azioni di calcolo introdotte nella modellazione delle strutture adottata per l'analisi sono state definite in termini di massima al precedente paragrafo 2.3 *Azioni di calcolo sulle opere*. I dati di maggior dettaglio che risultassero utili alle verifiche, saranno specificati nell'espone le verifiche stesse.

#### • **Risultati dell'analisi strutturale**

Per brevità e chiarezza, i risultati dell'analisi strutturale utili alle verifiche delle strutture saranno specificati nell'espone le verifiche stesse.

Relativamente ai risultati ottenuti dai modelli numerici elaborati con codici di calcolo si riportano nell'*Allegato A – Modelli numerici* i dati necessari ad un'eventuale rielaborazione della modellazione numerica, ed un'attestazione che l'elaborazione ha avuto esito positivo.



### 3.1 VERIFICA DELLE STRUTTURE

#### PREMESSA

Obbiettivo della verifica delle strutture è accertare che siano garantiti i livelli di sicurezza e di prestazione qui di seguito richiamati.

- Va garantita la *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, quali crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali;
- Va garantita la *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*, per garantire le prestazioni nelle condizioni di esercizio;
- Va garantita la *robustezza*, per evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti *azioni eccezionali*, quali incendio, esplosioni, urti ed impatti;
- Va garantita la *durabilità*, cioè la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita dell'opera.

Le verifiche vanno eseguite sul comportamento globale delle strutture e sui singoli elementi o sottosistemi strutturali.

Di seguito si espongono prima le verifiche relative alla *durabilità* ed alla *robustezza*, in quanto nel caso specifico possono essere espletate riportando alcune considerazioni cosicché non vi sarà la necessità di trattare tali verifiche contestualmente alle verifiche di *sicurezza*.

- **Verifiche di durabilità**

Allo scopo di garantire la *durabilità* delle strutture in oggetto, cioè la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita dell'opera, si ritiene sufficiente che vengano rispettate le prescrizioni sui materiali e quelle per l'esecuzione contenute nella *Relazione sui materiali* e negli elaborati grafici, e vengano applicate le modalità d'uso, controllo e manutenzione riportate nel *Piano di manutenzione delle strutture* allegato al presente progetto strutturale.

- **Verifiche di robustezza**

Le verifiche di *robustezza* servono ad evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti *azioni eccezionali*, quali incendio, esplosioni, urti ed impatti.

Rimandando al precedente § *Azioni eccezionali*, si ricorda che nel caso specifico non si ritiene vi sia significativo pericolo di incendio, esplosioni o urti.

Fatte queste considerazioni, si ritiene non siano necessarie esplicite verifiche di robustezza.

- **Verifiche di sicurezza**

Si riportano prima le verifiche relative al comportamento globale delle strutture e successivamente le verifiche dei singoli elementi o sottosistemi strutturali.

### 3.1.1 VERIFICA DEL COMPORTAMENTO GLOBALE DELLE STRUTTURE

Per le opere in esame si escludono fenomeni di instabilità globale e di perdita di equilibrio. Si escludono inoltre significati effetti *del secondo ordine* e pertanto si ritiene sufficiente la analisi strutturale eseguita in campo elastico lineare come specificato in precedenza.

Considerato il contesto edilizio circostante l'area oggetto delle opere qui in esame, si ritiene che non possano verificarsi significativi fenomeni di interferenza con altri organismi strutturali.

## RISULTATI DELL'ANALISI SISMICA

Di seguito si riportano i risultati essenziali dell'analisi sismica, cioè il numero di modi considerati dall'analisi modale, i relativi periodi, le masse partecipanti parziali e totali, e una rappresentazione grafica dei modi più significativi.

- **Numero modi inclusi nell'analisi e relativi frequenze e periodi**

Nell'analisi sono stati inclusi **16 modi** di vibrare (si riportano di seguito i dati dei primi 9), allo scopo di attivare non meno dell'85% delle masse per ognuna delle componenti di moto orizzontale:

Frequenze (l.) [Co #1]					
	f [Hz]	T [s]	$\omega$ [rad/s]	Eval	Errore
1	1,35	0,743	8,45	71,42	5,18E-10
2	2,57	0,389	16,15	260,81	6,97E-11
3	2,81	0,356	17,66	311,90	1,96E-10
4	3,48	0,287	21,86	477,88	2,07E-10
5	3,79	0,264	23,83	567,98	6,26E-11
6	3,93	0,254	24,71	610,37	1,17E-10
7	4,70	0,213	29,52	871,57	3,86E-11
8	5,13	0,195	32,22	1038,25	4,95E-11
9	6,30	0,159	39,58	1566,19	2,43E-8
10	7,21	0,139	45,33	2054,64	4,75E-5
11	7,40	0,135	46,49	2161,03	7,80E-5
12	7,49	0,133	47,07	2215,43	4,28E-4
13	7,50	0,133	47,12	2220,09	2,00E-4
14	7,53	0,133	47,30	2237,11	6,81E-4
15	7,55	0,132	47,42	2248,86	8,96E-4
16	7,56	0,132	47,52	2257,85	8,14E-4

- **Massa partecipante**

Come indicato dai valori delle masse attivate complessive, tutte le componenti di moto orizzontale risultano attivate per più del 85%, conformemente a limiti posti dalla normativa di riferimento. Si precisa comunque che la parte di massa non attivata è prevalentemente quella delle travi di fondazione, la cui influenza sulle sollecitazioni sismiche è molto contenuta.

Massa partecipante per ogni modo (l.) [Co #1]

	f [Hz]	T [s]	Errore	$\epsilon_x$	$\epsilon_y$	$\epsilon_{xx}$	$\epsilon_{yy}$	$\Sigma_i \epsilon_x$	$\Sigma_i \epsilon_y$	$\Sigma_i \epsilon_{xx}$	$\Sigma_i \epsilon_{yy}$	Attivo
1	1,35	0,743	5,18E-10	0,004	0,782	0,174	0,001	0,004	0,782	0,174	0,001	✓
2	2,57	0,389	6,97E-11	0,022	0,013	0	0,001	0,026	0,795	0,174	0,002	✓
3	2,81	0,356	1,96E-10	0,028	0,022	0,003	0,001	0,055	0,817	0,176	0,003	✓
4	3,48	0,287	2,07E-10	0,557	0,001	0	0,005	0,612	0,818	0,176	0,008	✓
5	3,79	0,264	6,26E-11	0,201	0	0	0	0,812	0,818	0,176	0,008	✓
6	3,93	0,254	1,17E-10	0,153	0,001	0,001	0	0,966	0,820	0,177	0,008	✓
7	4,70	0,213	3,86E-11	0,015	0,007	0,002	0,003	0,980	0,827	0,179	0,011	✓
8	5,13	0,195	4,95E-11	0,003	0	0	0,003	0,984	0,827	0,179	0,014	✓
9	6,30	0,159	2,43E-8	0,004	0	0	0,002	0,987	0,827	0,179	0,016	✓
10	7,21	0,139	4,75E-5	0,003	0	0	0,006	0,990	0,828	0,179	0,022	✓
11	7,40	0,135	7,80E-5	0,002	0,002	0,004	0,002	0,992	0,829	0,184	0,024	✓
12	7,49	0,133	4,28E-4	0	0,009	0,038	0	0,992	0,839	0,221	0,024	✓
13	7,50	0,133	2,00E-4	0	0,002	0,011	0	0,992	0,841	0,232	0,024	✓
14	7,53	0,133	6,81E-4	0	0,001	0,006	0	0,992	0,842	0,239	0,024	✓
15	7,55	0,132	8,96E-4	0	0	0	0	0,992	0,842	0,239	0,024	✓
16	7,56	0,132	8,14E-4	0,001	0,033	0,147	0,002	0,993	0,875	0,385	0,026	✓
16/16				0,993	0,875	0,385	0,026					

## • Azioni sismiche

### Legenda

$\Theta_{\max}$  – coefficiente di sensibilità agli spostamenti di interpiano

$P_{\text{tot}}$  – peso totale di piano e dei piani superiori

$V_{\text{tot}}$  – taglio sismico x/y totale di piano

$S$  – coordinata x/y del centro di taglio (torsione)

$G_m$  – coordinata x/y del baricentro

$M$  – massa

$I_{mz}$  – Inerzia di masse su un asse z rispetto al centro di gravità

### Azioni sismiche SLV da spettro DI PROGETTO

Sensibilità sismica dei piani (SLV), NTC (Italiane)

Piani	X/Y	Z [m]	h [m]	$\Theta_{\max}$	$P_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}/P_{\text{tot}}$	$d_{r\max}$ [mm]	$S$ [m]	$G_m$ [m]	$M$ [kg]	$I_{mz}$ [kgm <sup>2</sup> ]
Piano 1	X	10,772	0	0	550163,300	84187,140	15%	-0,054	-469,817	89,741	56081884,280	1,24E+11
	Y			0,024		59961,740	11%	23,077	-82,128	-36,326	56081884,280	
Piano interrato	X	1,997	8,775	—	—	—	—	—	—	85,032	9042081,739	2,34E+10
	Y			—	—	—	—	—	—	-31,284	9042081,739	

### Azioni sismiche SLD da spettro DI PROGETTO

Sensibilità sismica dei piani (SLD), NTC (Italiane)

Piani	X/Y	Z [m]	h [m]	$\Theta_{\max}$	$P_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}/P_{\text{tot}}$	$d_{r\max}$ [mm]	$S$ [m]	$G_m$ [m]	$M$ [kg]	$I_{mz}$ [kgm <sup>2</sup> ]
Piano 1	X	10,772	0	0	550163,300	67173,410	12%	-0,092	-469,817	89,741	56081884,280	1,24E+11
	Y			0,016		40959,900	7%	10,432	-82,128	-36,326	56081884,280	
Piano interrato	X	1,997	8,775	—	—	—	—	—	—	85,032	9042081,739	2,34E+10
	Y			—	—	—	—	—	—	-31,284	9042081,739	

### Azioni sismiche SLO da spettro DI PROGETTO

Sensibilità sismica dei piani (SLO), NTC (Italiane)

Piani	X/Y	Z [m]	h [m]	$\Theta_{\max}$	$P_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}$ [kN]	$V_{\text{tot}}/P_{\text{tot}}$	$d_{r\max}$ [mm]	$S$ [m]	$G_m$ [m]	$M$ [kg]	$I_{mz}$ [kgm <sup>2</sup> ]
Piano 1	X	10,772	0	0	550163,300	55685,090	10%	-0,098	-469,817	89,741	56081884,280	1,24E+11
	Y			0,016		31633,520	6%	8,024	-82,128	-36,326	56081884,280	
Piano interrato	X	1,997	8,775	—	—	—	—	—	—	85,032	9042081,739	2,34E+10
	Y			—	—	—	—	—	—	-31,284	9042081,739	

### 3.1.1.1 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI E DELLE DEFORMAZIONI IN PRESENZA DELLE AZIONI SISMICHE

Per gli spostamenti in presenza di azioni sismiche, va eseguito un controllo per gli stati limite **SLD**, **SLO** e **SLV**, dato che l'edificio appartiene alla **Classe d'uso IV**.

Per lo **SLD** e **SLO**, le verifiche sugli spostamenti devono accertare che *“a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature”*.

Per lo *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)* le verifiche sugli spostamenti devono accertare che non si verifichino fenomeni di *martellamento* con edifici attigui eventualmente presenti, e che gli spostamenti non compromettano la funzione dei collegamenti (ad es. *perdita dell'appoggio*).

#### 3.1.1.1.1 CRITERIO DI CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

- **Spostamenti allo SLD E SLO**

Si precisa che in tali spostamenti è già considerato l'effetto della fessurazione degli elementi in cemento armato, che è stato introdotto nel modello di calcolo mediante i *coefficienti riduttivi delle rigidità*  $\alpha_f$  specificati in precedenza.

Spostamenti prodotti dalle singole componenti dell'azione sismica:

Componente sismica orizzontale // Dir. x.....  $d_{E,x}$

Componente sismica orizzontale // Dir. y.....  $d_{E,y}$

Componente sismica verticale (// Dir. z).....  $d_{E,z}$

Spostamento di calcolo dovuto all'azione sismica:

$$d_E = \max \{ d_{E,x} + 0,30 d_{E,y} + 0,30 d_{E,z} ; 0,30 d_{E,x} + d_{E,y} + 0,30 d_{E,z} ; 0,30 d_{E,x} + 0,30 d_{E,y} + d_{E,z} \}$$

Spostamenti elastici dovuti alle azioni sulla struttura diverse da quelle sismiche.....  $d_{GE}$

Spostamenti di calcolo.....  $d = d_E + d_{GE}$

- **Spostamenti allo SLV**

Come detto per lo **SLD**, si precisa che in tali spostamenti è già considerato l'effetto della fessurazione degli elementi in cemento armato e di quelli in muratura, che è stato introdotto nel modello di calcolo mediante i *coefficienti riduttivi delle rigidità*  $\alpha_f$  specificati in precedenza. Inoltre si precisa che gli spostamenti dovuti al sisma convenzionale allo **SLV** vanno amplificati secondo un *fattore di amplificazione*  $\mu_d$  definito di seguito, per tenere conto dell'escursione in campo duttile ipotizzata per la struttura. Come indicato dalle norme di riferimento, il *fattore di amplificazione*  $\mu_d$  può essere valutato applicando il *principio di uguale spostamento* quando il *periodo del modo dominante* è  $T_1 \geq T_C$ , e con il *principio di uguale energia* quando il *periodo del modo dominante* è  $T_1 < T_C$ . Il *periodo del modo dominante*  $T_1$  è il periodo associato al modo di vibrare che dà il contributo maggiore allo spostamento in oggetto.

Espressione per la stima degli spostamenti ultimi di calcolo:

Spostamenti elastici da sisma.....  $d_{E,e}$

Fattore di struttura di calcolo.....  $q$

Periodo del modo dominante.....  $T_1$

$$\begin{array}{ll} T_I \geq T_C \dots\dots\dots & \mu_d = q \\ T_I < T_C \dots\dots\dots & \mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_I \end{array}$$

Componente sismica orizzontale // Dir. x.....	$d_{E,x,e}$
Componente sismica orizzontale // Dir. y.....	$d_{E,y,e}$
Componente sismica verticale (// Dir. z).....	$d_{E,z,e}$

$$d_{E,e} = \max \{ d_{E,x,e} + 0,30 d_{E,y,e} + 0,30 d_{E,z,e} ; 0,30 d_{E,x,e} + d_{E,y,e} + 0,30 d_{E,z,e} ; 0,30 d_{E,x,e} + 0,30 d_{E,y,e} + d_{E,z,e} \}$$

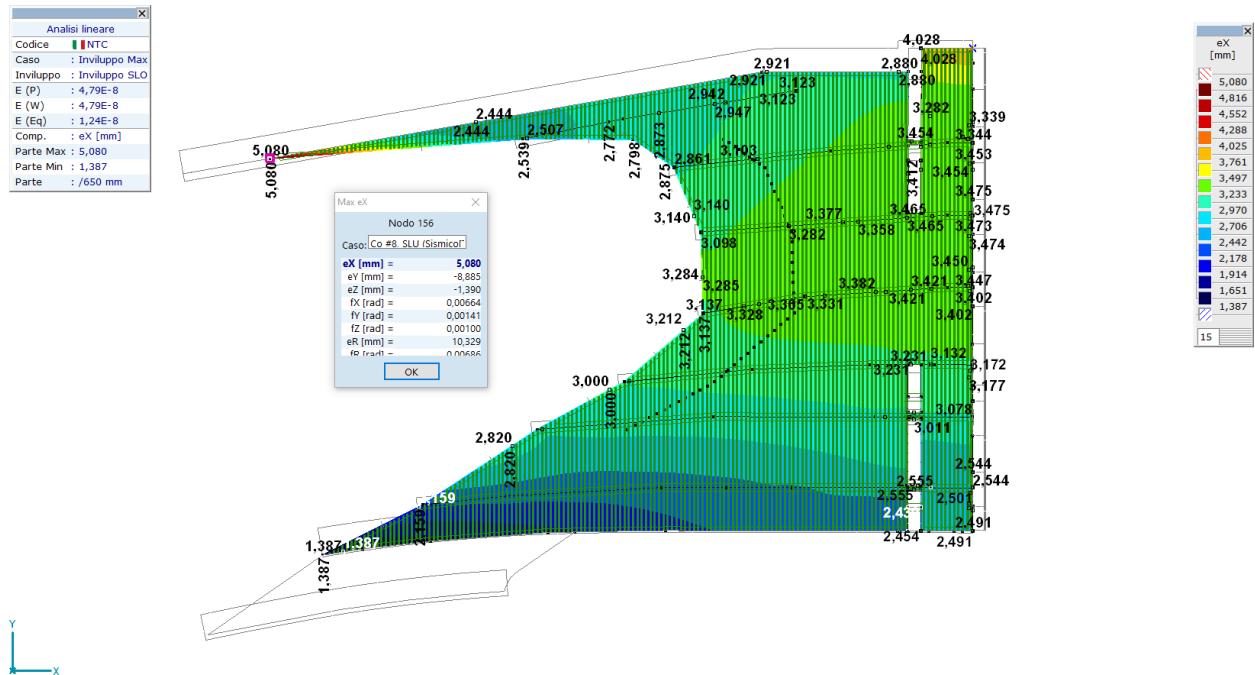
Spostamenti di calcolo.....  $d = \mu_d \cdot d_{E,e} + d_{GE}$

The image displays a structural analysis software interface. The main window shows a 3D model of a building frame with a color-coded displacement field. A dialog box titled "Min eY" is open, showing the following data for Node 156:

Nodo 156	
Caso:	Co #9 SLU (Sismico)
eX (mm)	0,562
<b>eY (mm)</b>	<b>-27,132</b>
eZ (mm)	-1,899
Px (rad)	0,00443
Fx (rad)	0,00103
Fz (rad)	-0,00015
eR (mm)	27,205
Rx (rad)	0,00455

The legend on the right indicates the color scale for eY in mm, ranging from -27,132 (dark blue) to -5,932 (red). The main window shows the building frame with a color-coded displacement field, with values ranging from -27,132 to -5,932 mm. The displacement field is color-coded, with red indicating the highest displacement and blue indicating the lowest displacement. The building frame is shown in a 3D perspective view, with the displacement field overlaid on the structure. The displacement field is color-coded, with red indicating the highest displacement and blue indicating the lowest displacement. The building frame is shown in a 3D perspective view, with the displacement field overlaid on the structure.

*Spostamenti SLO direzione X*



Spostamenti SLO direzione Y

Spostamento di calcolo dovuto all'azione sismica:

$$d_E \max X = 27.13 \text{ mm}; d_E \max Y = 5.08 \text{ mm (puntualmente sullo spigolo alto SX)}$$

- Spostamenti di calcolo dovuti alle azioni diverse da quelle sismiche**

Gli spostamenti orizzontali prodotti dalle azioni diverse da quelle sismiche e compresenti con la stessa – cioè le azioni comprese nella combinazione di carichi precedentemente denominata  $G_E$  – risultano nettamente inferiori a quelli associati alle sole azioni sismiche e vengono quindi trascurati.

Spostamenti elastici dovuti alle azioni sulla struttura diverse da quelle sismiche..... $d_{GE} \cong \emptyset$  (trascurabile)

- Verifica degli spostamenti**

Spostamento di calcolo dovuto all'azione sismica..  $d_E = 27,30 \text{ mm}$

Spostamenti elastici dovuti alle azioni sulla struttura diverse da quelle sismiche.....  $d_{GE} \cong \emptyset$  (trascurabile)

Spostamenti di calcolo.....  $d = d_E + d_{GE} \cong 27,30 \text{ mm}$

Altezza di interpiano.....  $h = \sim 7900 \text{ mm}$

Deformazione.....  $\gamma = d / h = 1 / 289$

Deformazione limite:

Si ritiene cautelativo assimilare tutti gli elementi non-strutturali presenti ad elementi *fragili rigidamente vincolati alle strutture* ed assumere quindi una deformazione limite pari a  $\gamma_{lim} = 1 / 200$

Deformazione limite.....  $\gamma_{lim} = 0,005 = 1 / 200$

Verifica.....  $\gamma = 1 / 289 < 1 / 200 = \gamma_{lim} \rightarrow$

$\rightarrow$  verifica soddisfatta

### 3.1.1.1.3 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ALLO SLD

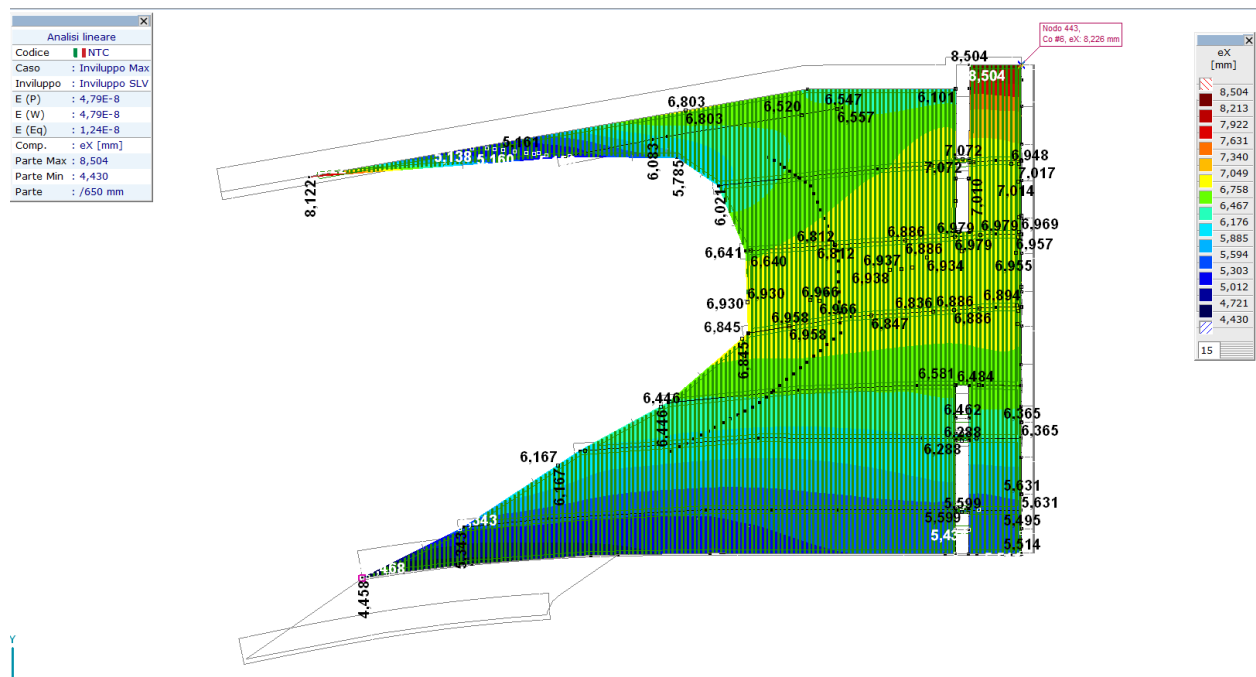
Nel caso specifico il rapporto fra le azioni sismiche SLD e quelle SLO è inferiore al fattore 1.5 fra i limiti deformativi associati ai due SL. Quindi la verifica delle deformazioni allo SLD risulta non significativa e rimangono sempre più gravose le verifiche allo SLO già esposte.

### 3.1.1.1.4 VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI ALLO SLV

- Spostamenti di calcolo dovuti all'azione sismica allo SLV**

Nelle figure che seguono sono rappresentati gli spostamenti elastici dovuti alle azioni sismiche allo SLV ricavati dal Modello Numerico MN.

Gli spostamenti massimi a ridosso dei giunti sono quelli indicati di seguito.



Spostamenti SLV direzione X

Spostamento *elastico* di calcolo dovuto all'azione sismica:

$$d_{E,x,max} = 8,23 \text{ mm}$$

- Spostamenti *ultimi* di calcolo dovuti all'azione sismica allo SLV**

Gli spostamenti elastici dovuti alle azioni sismiche allo SLV vanno amplificati per tener conto della quota di deformazione post-elastica dovuta alla risposta duttile delle strutture.

Gli spostamenti massimi a ridosso del giunto sono quelli indicati di seguito.

Fattore di struttura di calcolo.....	$q = 1,50$
Periodo del modo dominante.....	$T_1 = 0,891$
Periodo limite $T_C$ .....	$T_C = 0,312 \text{ s}$
Fattore di amplificazione.....	$\mu_d = 1 + (q - 1) \cdot T_C / T_1 = 1,175$

Spostamenti ultimi di calcolo:

$$\text{Piastra verde} \dots\dots\dots d_E = d_{E,x,max} \cdot \mu_d = 8,23 \times 1,175 = 9,41 \text{ mm}$$

- **Spostamenti di calcolo dovuti alle azioni diverse da quelle sismiche**

Gli spostamenti orizzontali prodotti dalle azioni diverse da quelle sismiche e compresenti con la stessa – cioè le azioni comprese nella combinazione di carichi precedentemente denominata  $G_E$  – risultano nettamente inferiori a quelli associati alle sole azioni sismiche e vengono quindi trascurati.

Spostamenti elastici allo SLE dovuti alle azioni

sulla struttura diverse da quelle sismiche.....  $d_{GE} \cong \emptyset$  (trascurabile)

### Verifica degli spostamenti

- **Spostamento trasversale al giunto delle opere in progetto**

Spostamento di calcolo dovuto all'azione sismica:

Giunto tra corpo A e B

Piastra verde .....  $d_E = 9.41 \text{ mm}$

Spostamenti elastici allo SLE dovuti alle azioni

sulla struttura diverse da quelle sismiche:

Giunto tra corpo A e B

Corpo A.....  $d_{GE} \cong \emptyset$  (trascurabile)

Corpo B.....  $d_{GE} \cong \emptyset$  (trascurabile)

Spostamenti di calcolo:

Piastra verde.....  $d = d_E + d_{GE} \cong 9.41 \text{ mm}$

- **Verifica dell'ampiezza del giunto**

Giunto tra Piastre Verde e Corpo di Stazione:

Massimo spostamento relativo.....  $d_{rel} = 9.41 + 19.17 = 28.58 \text{ mm}$

Ampiezza del giunto.....  $t = 50 \text{ mm} > d_{rel}$



#### **3.1.1.1.5 VERIFICA DEI CEDIMENTI DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

Rimandando al successivo § *Relazione sulle fondazioni*, qui si precisa che, facendo proprie le indicazioni della *Relazione Geologica–Geotecnica* allegata, si ritiene che non sia necessario un calcolo ed una verifica espliciti dei cedimenti. Si ritiene cioè che, soddisfatte tutte le verifiche di capacità portante, i cedimenti indotti dai carichi di progetto siano ampiamente inferiori ai limiti di ammissibilità relativi alle parti strutturali e non-strutturali delle opere.

### 3.1.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

#### 3.1.2.1 Elementi in cemento armato

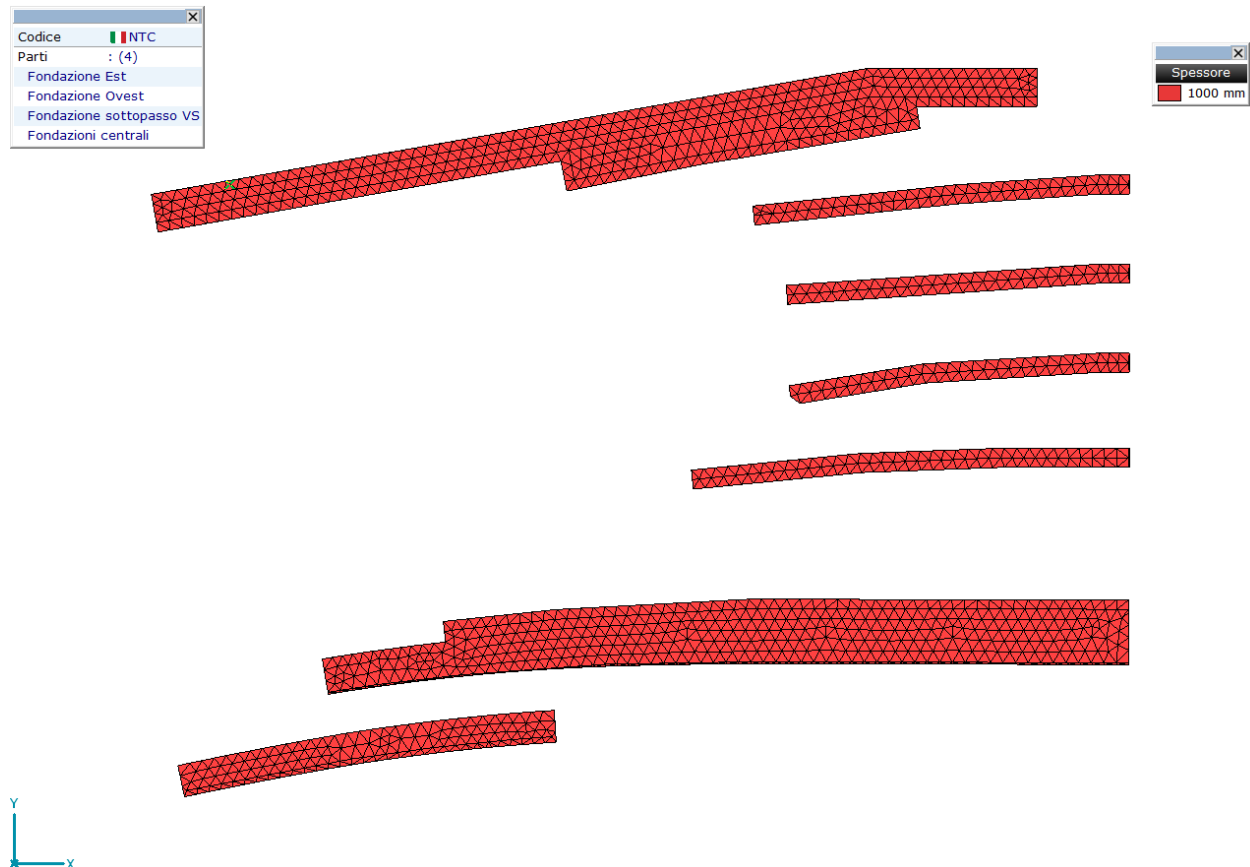
##### 3.1.2.1.1 Fondazioni

#### **Premesse – Scelte nella disposizione delle armature e criteri di modellazione**

##### Criteri di modellazione

Le solette di fondazione in c.a. sono incluse nel Modello Numerico complessivo.

La soletta è stata interamente modellata con elementi *tipo piastra-lastra*, come risulta dalle rappresentazioni del modello riportate di seguito.



L'armatura della soletta è stata dimensionata sulla base delle sollecitazioni per unità di lunghezza associate agli elementi *tipo piastra-lastra*, sia nelle zone con armatura "corrente" che nelle zone con armature organizzate in gabbie.

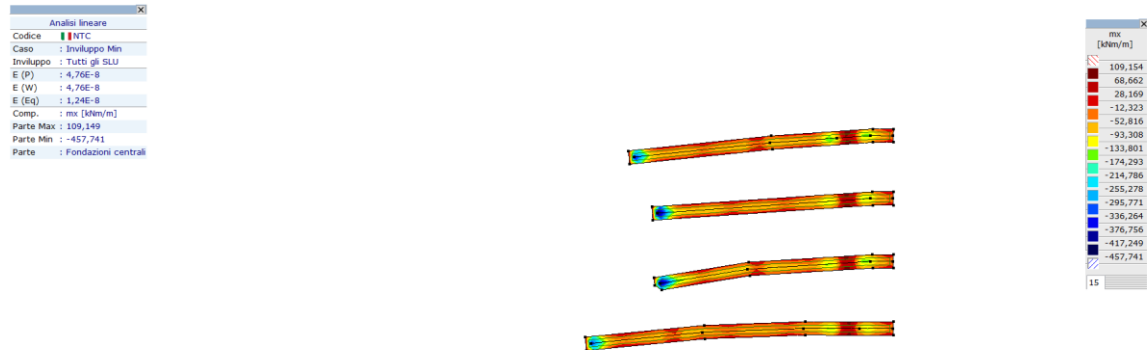
I carichi applicati sono quelli già indicati al precedente § *Azioni di calcolo sulle opere*;

Nelle pagine che seguono sono riportate le verifiche condotte per mezzo del codice di calcolo utilizzato per l'analisi e/o per mezzo di fogli di calcolo approntati dallo scrivente, nei quali è ricostruibile l'intero processo di calcolo.

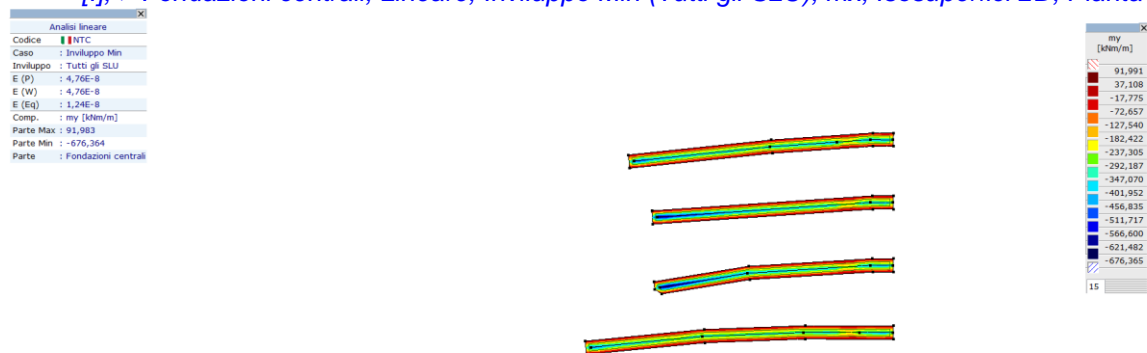
### 3.1.2.1.2 Fondazioni muri centrali

#### Sollecitazioni di calcolo:

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione più significativi relativi alle azioni flettenti.

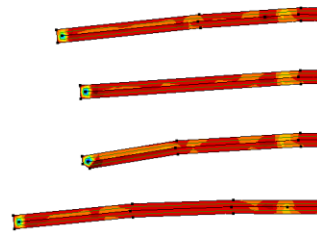

















[I], > Fondazioni centrali, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Pianta



[I], > Fondazioni centrali, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Min
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	v <sub>yz</sub> [kN/m]
Parte Max	149,031
Parte Min	-721,583
Parte	Fondazioni centrali

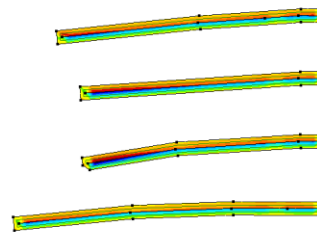


v <sub>xz</sub> [kN/m]	
	149,031
	86,844
	24,657
	-37,530
	-99,716
	-161,903
	-224,090
	-286,276
	-348,463
	-410,650
	-472,837
	-535,023
	-597,210
	-659,397
	-721,583



*[I], > Fondazioni centrali, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), v<sub>xz</sub>, Isosuperfici 2D, Pianta*

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Min
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	v <sub>yz</sub> [kN/m]
Parte Max	636,814
Parte Min	-1143,493
Parte	Fondazioni centrali



*[I], > Fondazioni centrali, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), v<sub>yz</sub>, Isosuperfici 2D, Pianta*

## ARMATURE MINIME A FLESSIONE

Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.

### • Criteri di calcolo delle armature minime

Il codice di calcolo utilizzato determina le armature minime con i criteri di calcolo esposti nel seguente estratto del manuale descrittivo del codice di calcolo stesso.

Estratto manuale codice di calcolo:

#### Armatura Elemento Bidimensionale

Progetto C.A.

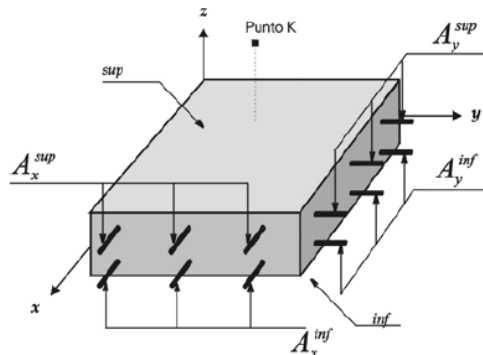
Inviluppo Min,Max    axb [mm2/m]    Isosuperfici    1    z max  
z min

Normative    Eurocodice 2:    EN 1992-1-1:2004  
                           DIN:            DIN 1045-1:2001-07  
                           SIA:            SIA 262:2003

L'armatura in una superficie può essere calcolata in base all'Eurocodice 2 o al MSz (Ungherese) Il calcolo dell'armatura di elementi membrana, piastra o guscio è basato sulla condizione della terza tensione. L'armatura di gusci è disponibile solo in base all'MSz.

Le direzioni dell'armatura sono le stesse degli assi x e y locali.

*L'armatura minima non viene calcolata. Se la quantità di armatura calcolata è inferiore all'armatura minima, i valori calcolati sono solo informativi, e non sono basati sulle assunzioni di un progetto sotto-armato.*



Risultato  
componenti

$m_{xD}, m_{yD}, n_{xD}, n_{yD}$  sollecitazioni di progetto  
 $a_{xb}$ : area di ferro necessaria in basso nella direzione x  
 $a_{yb}$ : area di ferro necessaria in basso nella direzione y  
 $a_{xt}$ : area di ferro necessaria in alto nella direzione x  
 $a_{yt}$ : area di ferro necessaria in alto nella direzione y  
 $x_b$ : area di ferro applicata in basso nella direzione x  
 $y_b$ : area di ferro applicata in basso nella direzione y  
 $x_t$ : area di ferro applicata in alto nella direzione x  
 $y_t$ : area di ferro applicata in alto nella direzione y

$w_k(b)$ : apertura delle fessure secondo l'asse inferiore delle armature  
 $w_k(t)$ : apertura delle fessure secondo l'asse superiore delle armature  
 $w_{k2}(b)$ : apertura delle fessure nella posizione inferiore della piastra  
 $w_{k2}(t)$ : apertura delle fessure nella posizione superiore della piastra  
 $w_R(b)$ : direzione delle fessure nella posizione inferiore della piastra  
 $w_R(t)$ : direzione delle fessure nella posizione superiore della piastra

Parametri  
armatura



Nella progettazione di dell'armatura, i seguenti parametri devono essere assegnati agli elementi finiti:

**Materiali**

Calcestruzzo:

Barre d'acciaio:

Spessore (h) [mm]:

Eccentricità sfavorevole (N > 0):  \* h

Eccentricità sfavorevole (N < 0):  \* h

**Copriferro**

$x_{sup}$  [mm]:        $y_{sup}$  [mm]:

$x_{inf}$  [mm]:        $y_{inf}$  [mm]:

☐ Usa queste barre d'acciaio e questo ricoprimento per il cls come normali

**Materiali** Calcestruzzo

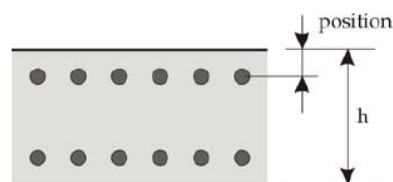
Barre d'acciaio

**Spessore** **h** spessore dalla piastra.

**Eccentricità sfavorevole** Deve essere aggiunta in caso di Eurocodice2.  
Le eccentricità supplementari saranno sempre aggiunte al valore effettivo (calcolato da forze e da momenti normali) per aumentare il valore assoluto dell'eccentricità.

**Copriferro**  $x_{sup}$ ,  $y_{sup}$ ,  
 $x_{inf}$ ,  $y_{inf}$  Copriferro (< h / 2)

☞ La posizione delle armature è definita dalla distanza fra il bordo del calcestruzzo e l'asse delle barre.



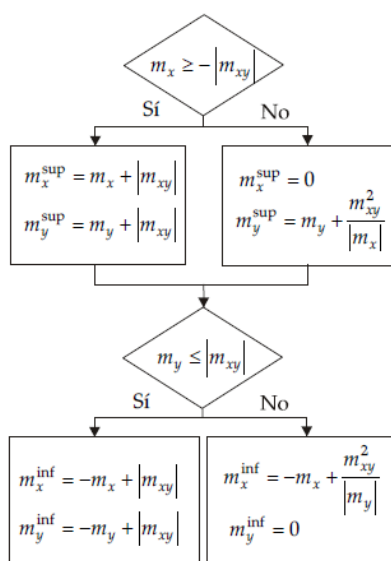
## Calcolo in accordo con l'Eurocodice 2

**Piastra** Se  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$  sono le sollecitazioni in un punto, gli sforzi nominali saranno i seguenti:

$$\Delta m_2 = 0$$

-il momento ottimale è:  $\Delta m_1 = \min!$

$$m_y \geq m_x$$



AxisVM calcola le armature a trazione e/o a compressione (per le sezioni doppiamente armate).

Il messaggio di errore "La sezione non può essere armata" appare se:

**Eurocodice 2:**  $A_s^{inf} + A_s^{sup} > 0.04 A_c$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo.

In ogni punto si ottengono i risultati seguenti:

$a_{xi}$ ,  $a_{xs}$ ,  $a_{yi}$ ,  $a_{ys}$

Armatura totale nella direzione x:  $A_x = a_{xi} + a_{xs}$

Armatura totale nella direzione y:  $A_y = a_{yi} + a_{ys}$

Tabella

Nella tabella vengono usati i simboli seguenti:

(-) armatura a compressione.

la sezione non può essere armata nella direzione corrispondente.

Membrana

Possono essere armate solo le membrane a deformazione piana.

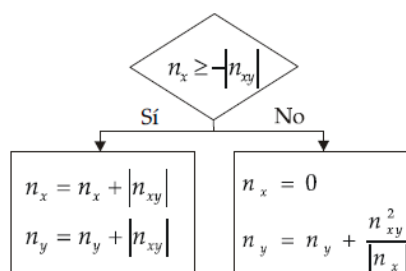
Se  $n_x$ ,  $n_y$ ,  $n_{xy}$  sono le sollecitazioni in un punto, gli sforzi assiali nominali sono i seguenti:

$\Delta n_2 = 0$

- lo sforzo assiale ottimale è:

$\Delta n_1 = \min!$

$n_y \geq n_x$



AxisVM calcola le armature a trazione o a compressione. L'armatura a compressione viene calcolata solo nei punti nei quali la resistenza a compressione assiale della sezione priva di armatura è inferiore allo sforzo normale di progetto.

Il messaggio di errore "La sezione non può essere armata" appare se:

**Eurocodice2:**  $A_s^{inf} + A_s^{sup} > 0.04 A_c$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo.

In ogni punto si ottengono i seguenti risultati:

$a_{xi}$ ,  $a_{xs}$ ,  $a_{yi}$ ,  $a_{ys}$

Armatura totale nella direzione x:  $A_x = a_{xi} + a_{xs}$

Armatura totale nella direzione y:  $A_y = a_{yi} + a_{ys}$

Tabella

Nella tabella vengono usati i simboli seguenti:  
 (-) armatura a compressione.  
 la sezione non può essere armata nella direzione corrispondente.  
 Non appare nessun simbolo quando è richiesta armatura.

Guscio

Se  $n_x, n_y, n_{xy}, m_x, m_y, m_{xy}$  sono le forze interne in un punto,  
 il progetto per azioni assiali e momenti viene fatto sulla base dei criteri di  
 ottimizzazione della forza assiale resistente e momento flettente resistente come  
 evidenziato nella descrizione dell'armatura membranale e a piastra.  
 Il programma calcola l'armatura a trazione e a compressione necessarie.

Come risultati vengono forniti i seguenti valori:

$a_{xi}, a_{xs}, a_{yi}, a_{ys}$

Armatura totale nella direzione x:  $A_x = a_{xi} + a_{xs}$

Armatura totale nella direzione y:  $A_y = a_{yi} + a_{ys}$

☞

*Il messaggio di errore "La sezione non può essere armata" appare se:*

Eurocodice 2:  $A_s^{bottom} + A_s^{top} > 0,04A_c$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo

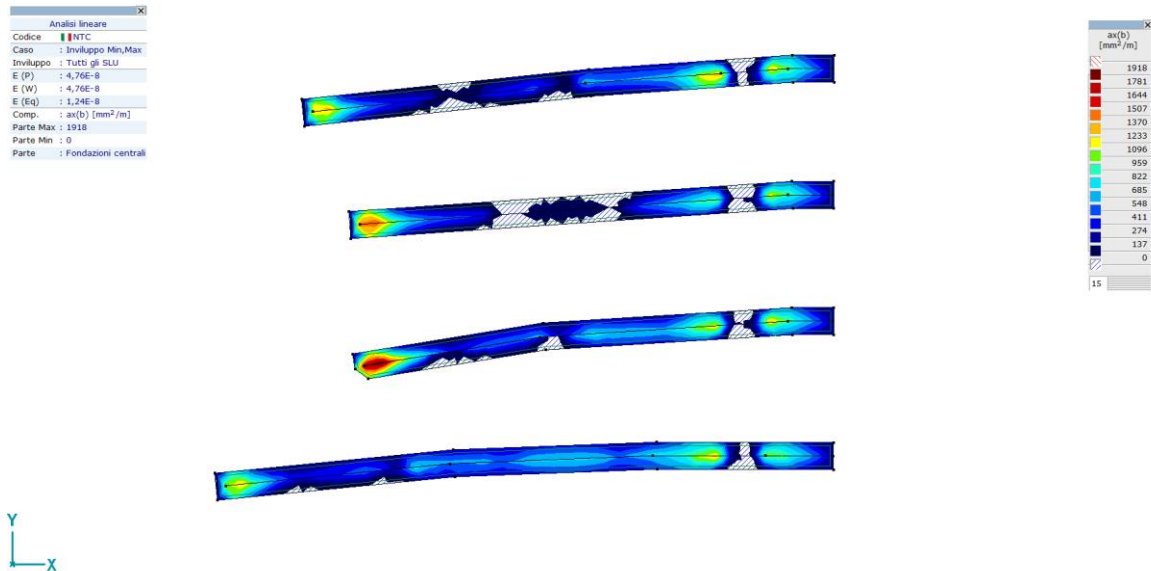
Tabella

Nella tabella sono usati i seguenti simboli:  
 (-) armatura delle barre a compressione  
 la sezione non può essere armata nella corrispondente direzione  
 Non appare nessun simbolo quando è richiesta armatura.

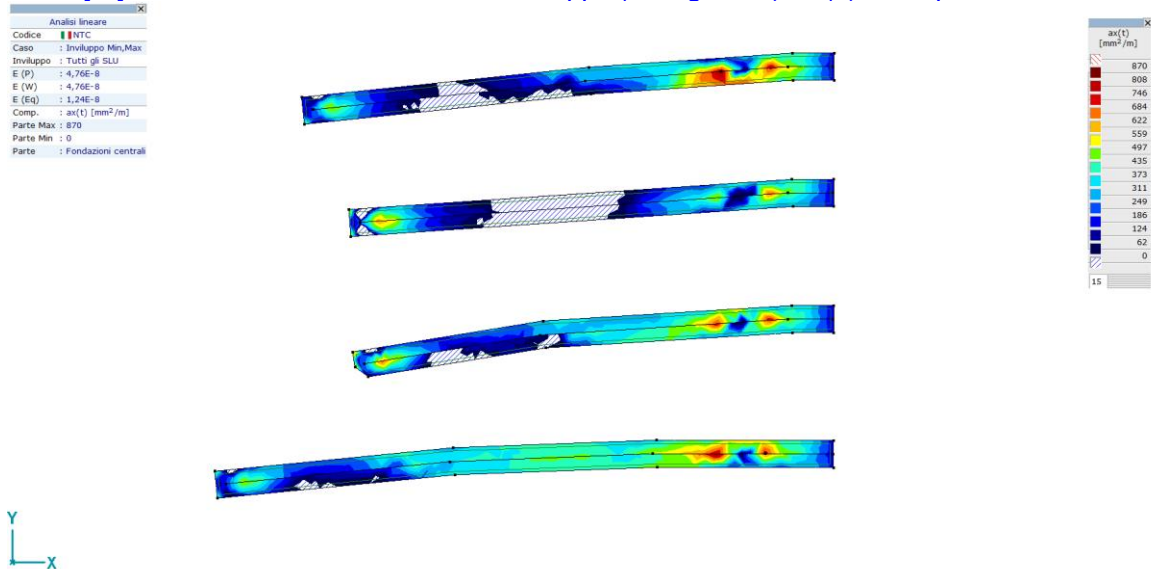


- **Armature minime**

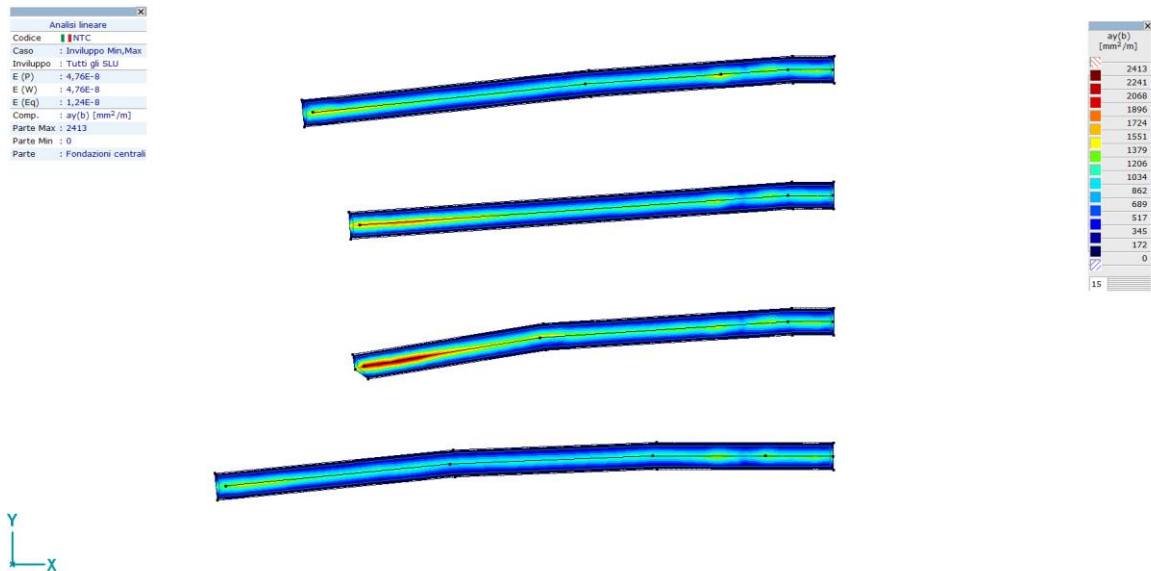
Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.



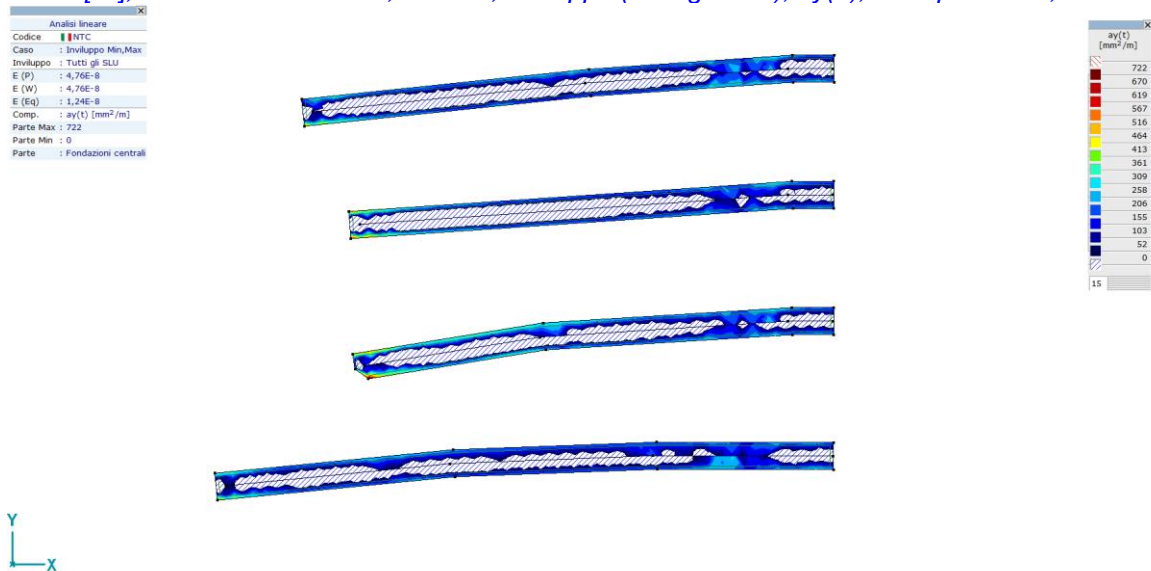
[RI], > Fondazioni centrali, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(b), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazioni centrali, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(t), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazioni centrali, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(b), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazioni centrali, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(t), Isosuperfici 2D, Pianta

L'armatura prevista risulta la seguente:

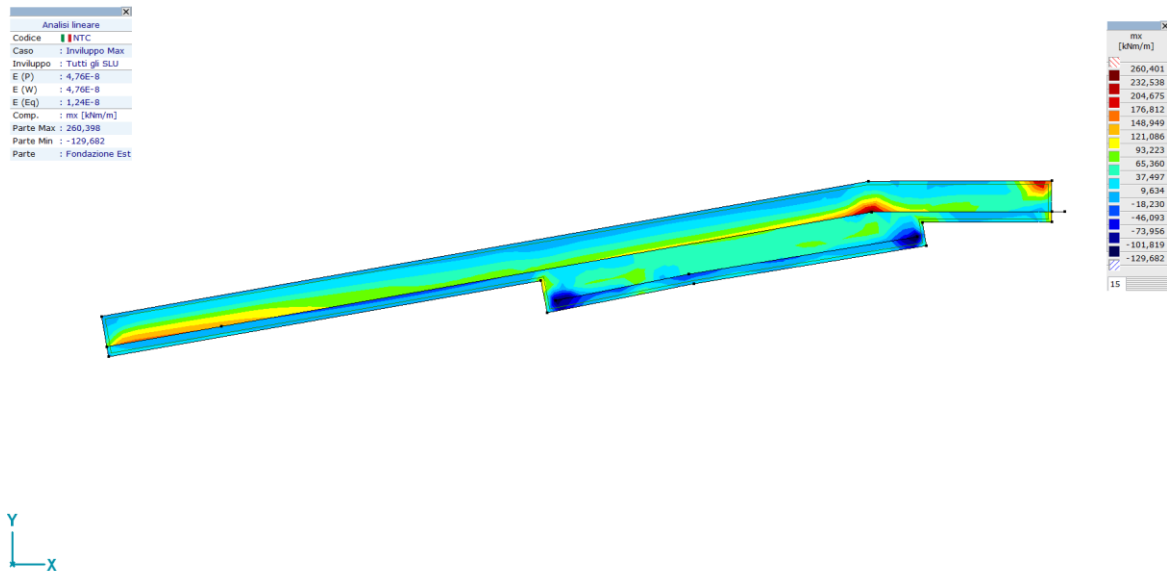
- armature inferiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 20/20cm
- armature superiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 20/20cm
- armature inferiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 16/20cm
- armature superiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 16/20cm

NB - Nelle zone tratteggiate maggiormente sollecitate verranno previste armature integrative

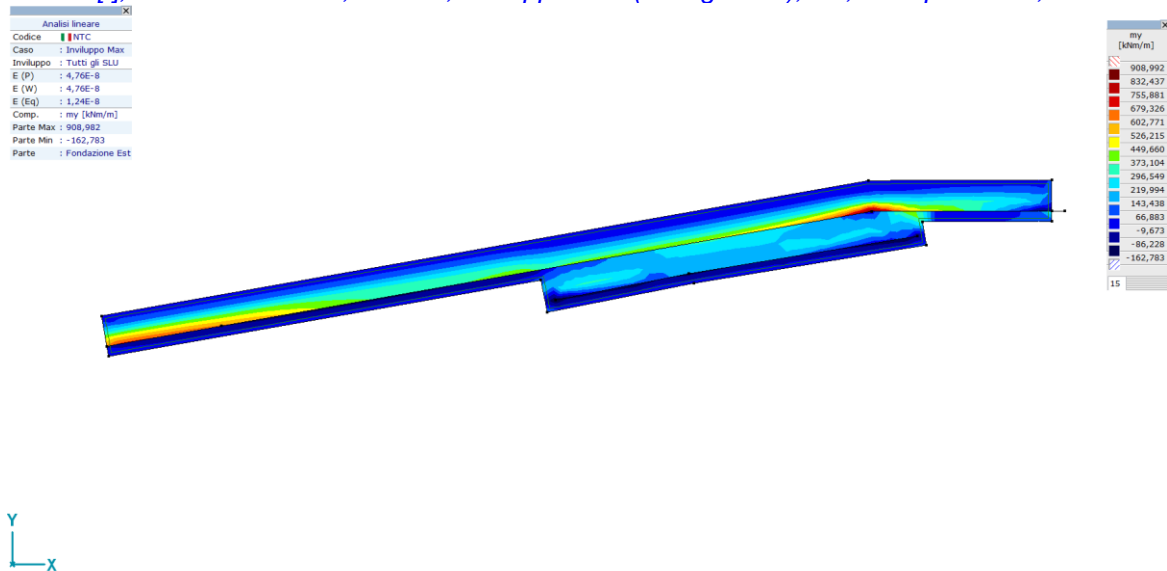
### 3.1.2.1.3 Fondazioni muro lato Est

#### Sollecitazioni di calcolo:

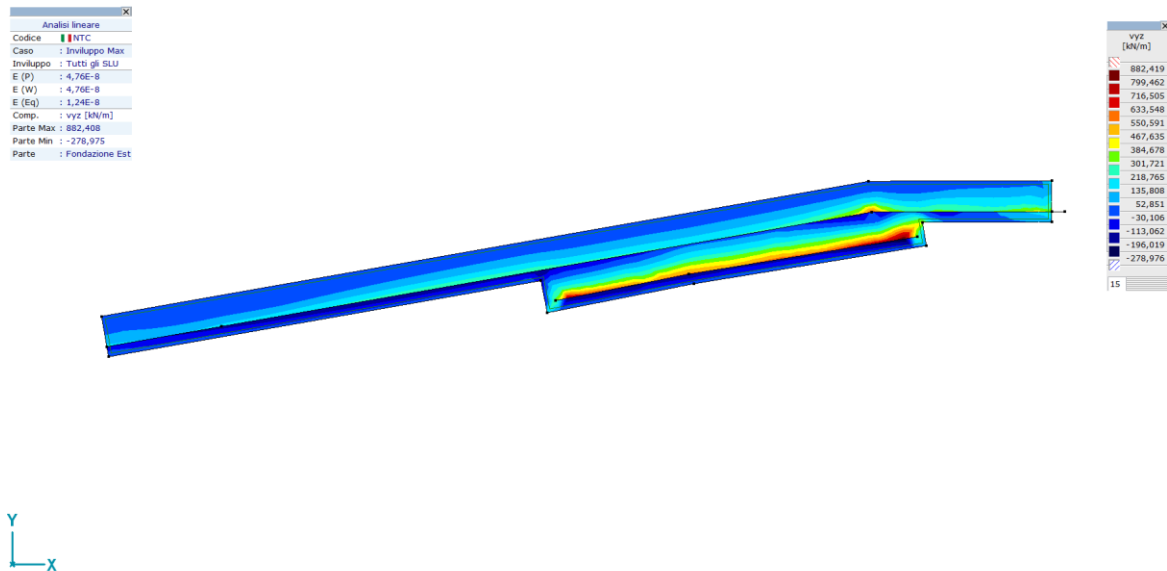
Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione più significativi relativi alle azioni flettenti.



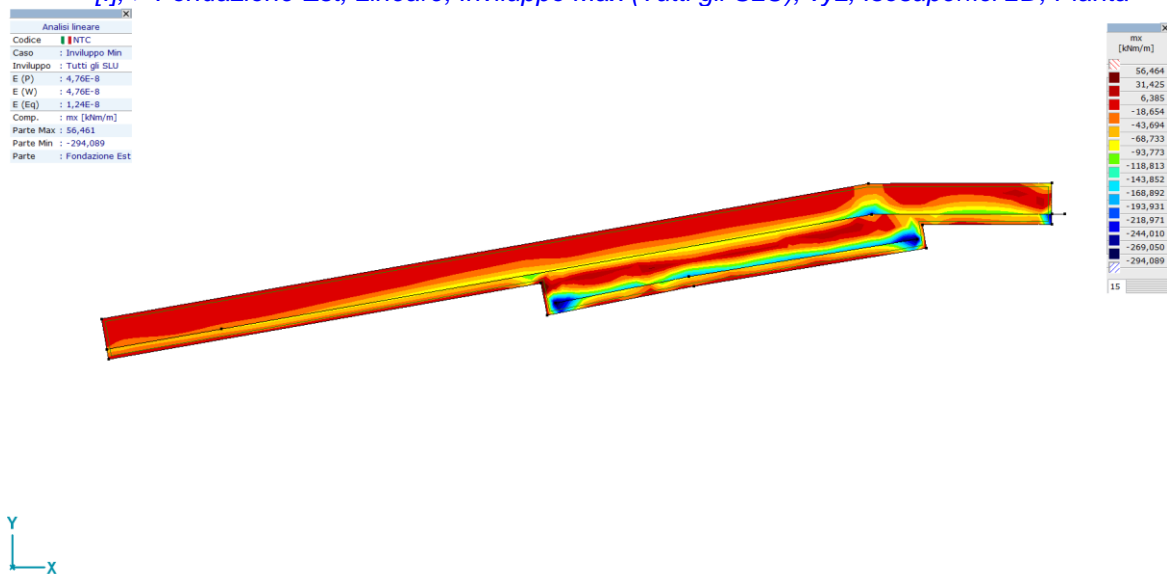
[I], > Fondazione Est, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Pianta



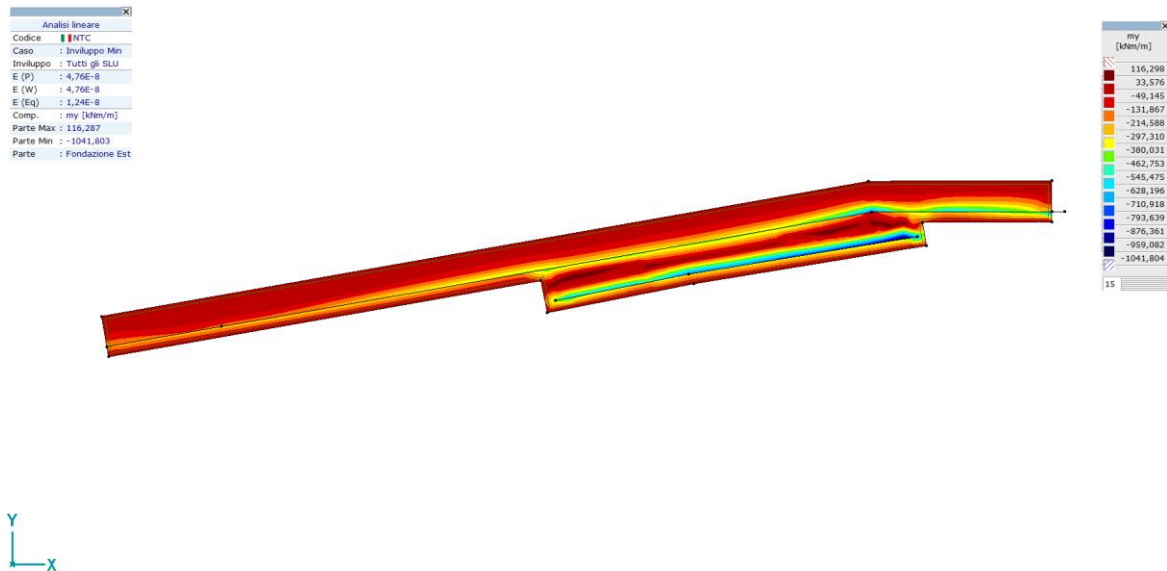
[I], > Fondazione Est, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta



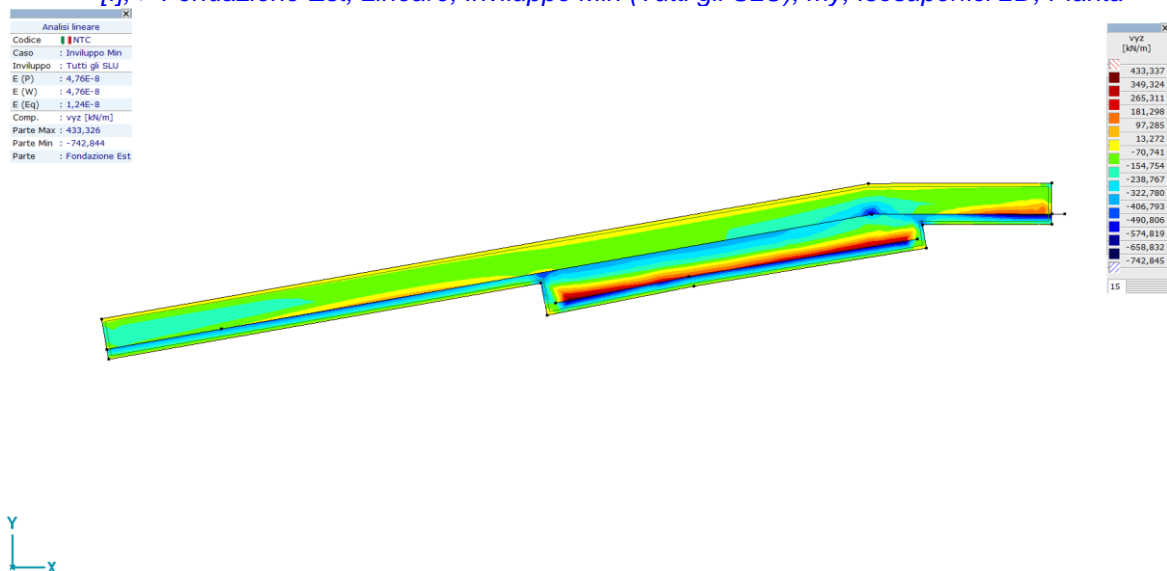
*[I], > Fondazione Est, Lineare, Inviluppo Max (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Pianta*



*[I], > Fondazione Est, Lineare, Inviluppo Min (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Pianta*



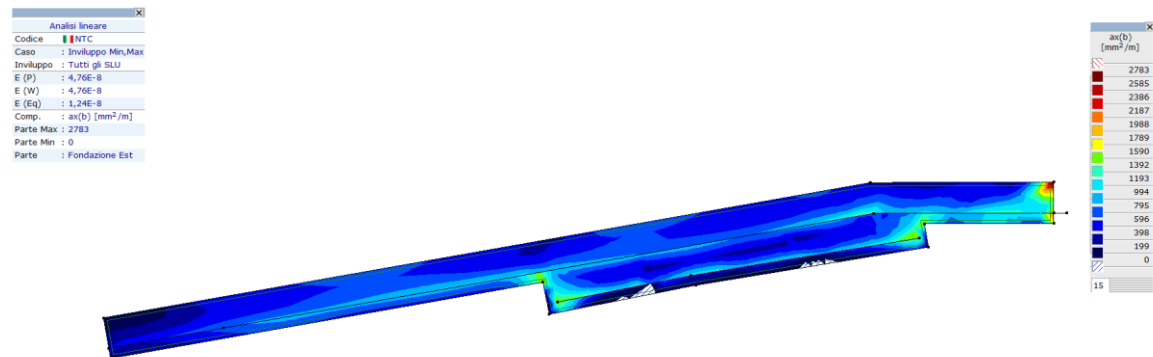
[I], > Fondazione Est, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta



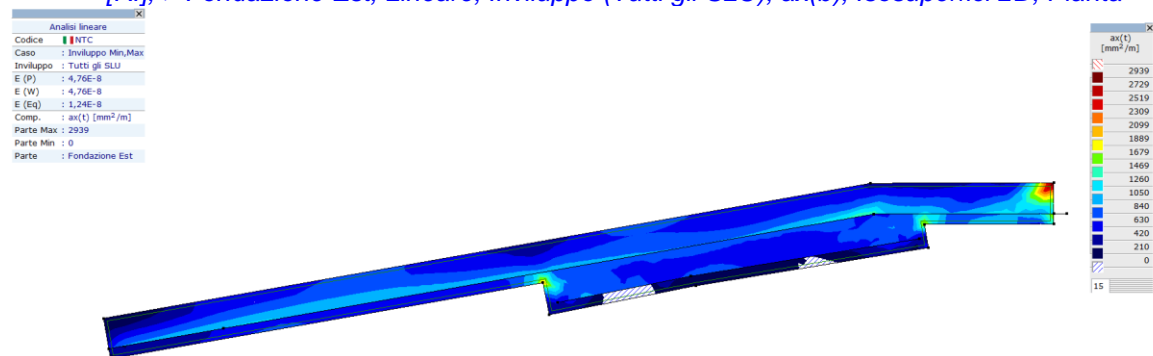
[I], > Fondazione Est, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Pianta

## ARMATURE MINIME A FLESSIONE

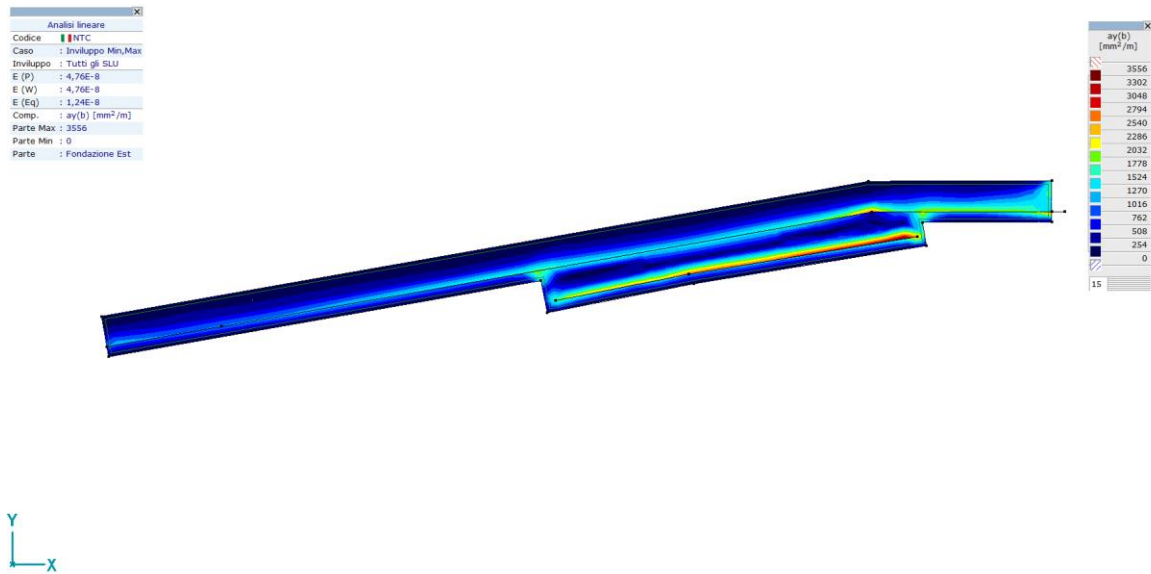
Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.



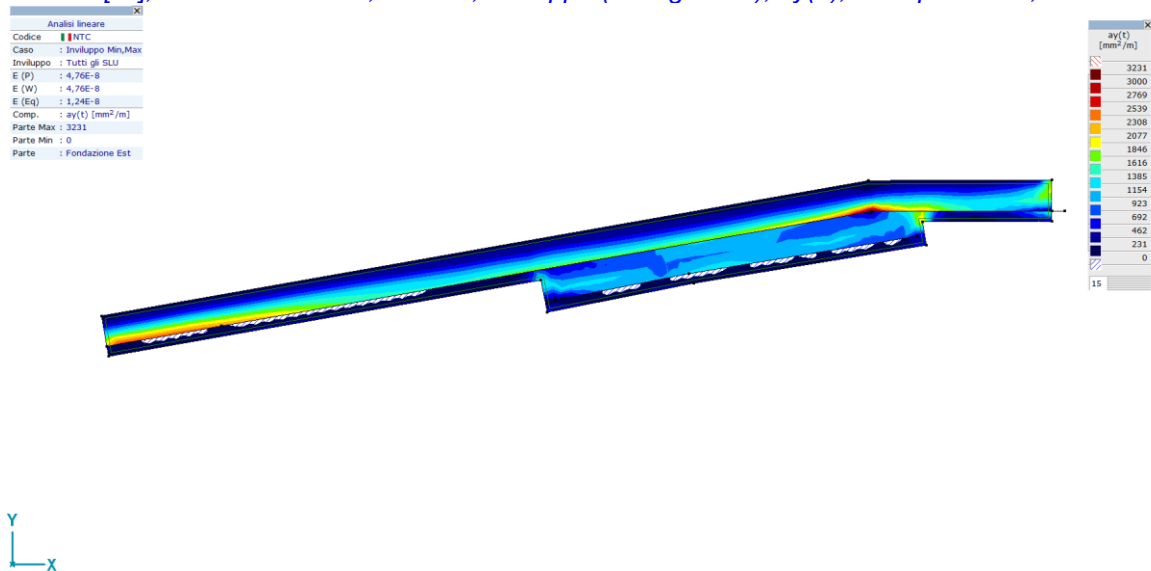
*[RI], > Fondazione Est, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(b), Isosuperfici 2D, Pianta*



*[RI], > Fondazione Est, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(t), Isosuperfici 2D, Pianta*



*[RI], > Fondazione Est, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(b), Isosuperfici 2D, Pianta*



*[RI], > Fondazione Est, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(t), Isosuperfici 2D, Pianta*

L'armatura prevista risulta la seguente:

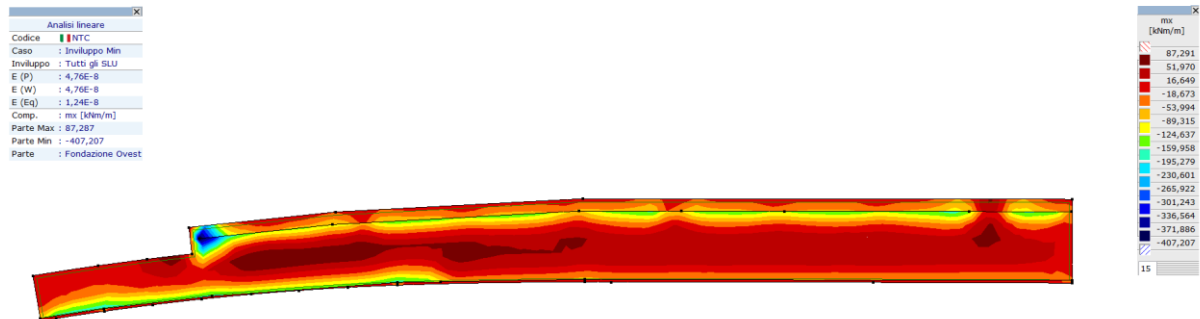
- armature inferiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature superiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature inferiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 16/20cm
- armature superiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 16/20cm

NB - Nelle zone tratteggiate maggiormente sollecitate verranno previste armature integrative

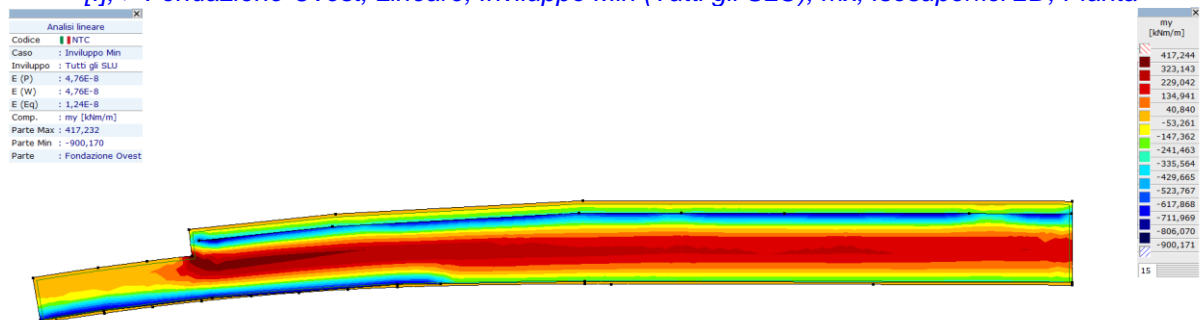
### 3.1.2.1.4 Fondazioni muro lato Ovest

#### Sollecitazioni di calcolo:

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione più significativi relativi alle azioni flettenti.

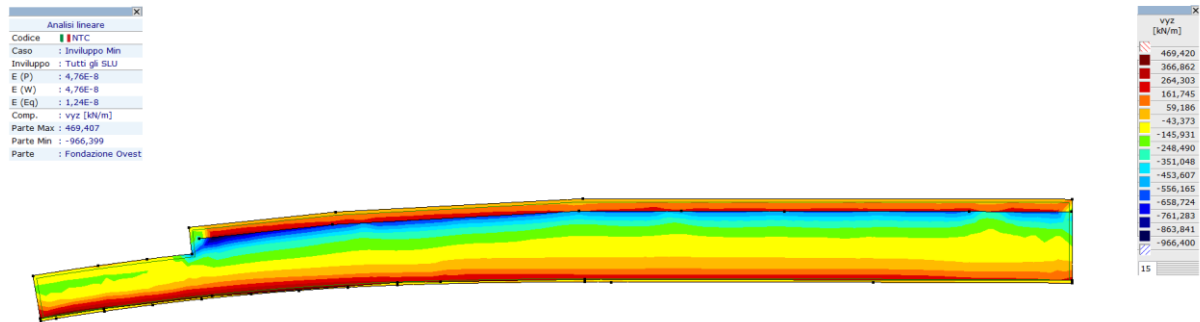


[I], > Fondazione Ovest, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Pianta

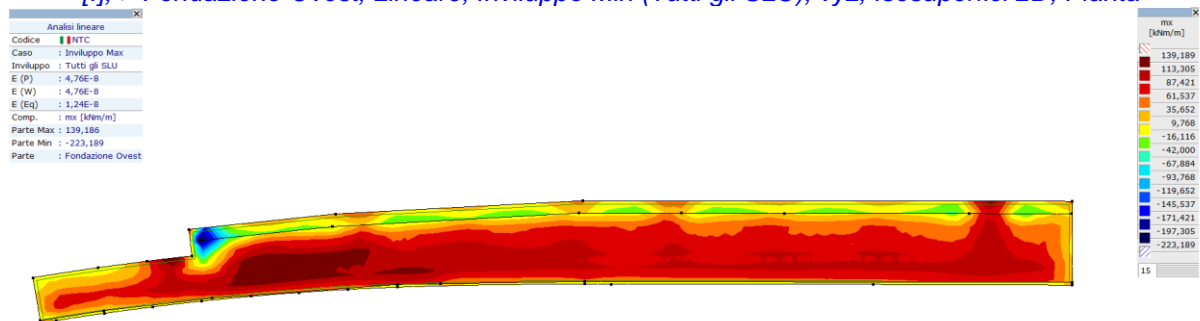


[I], > Fondazione Ovest, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta

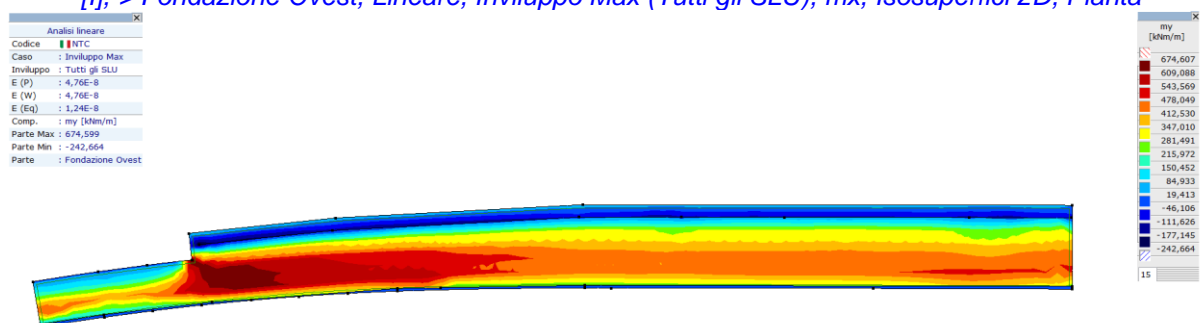




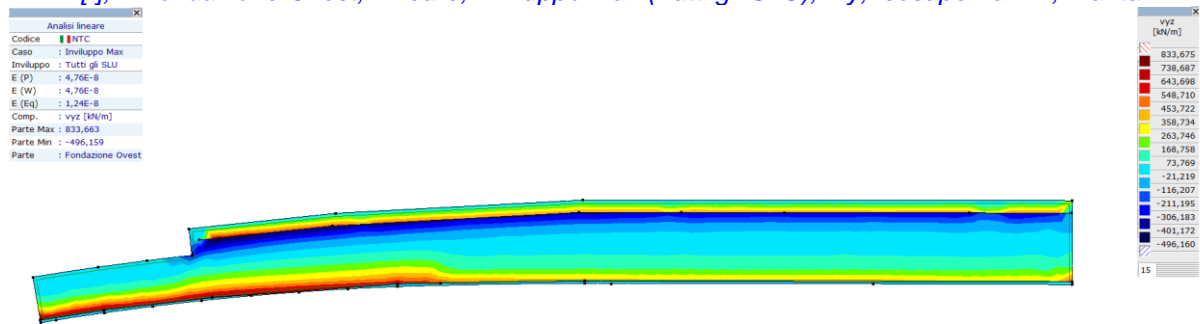
*[I], > Fondazione Ovest, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), v<sub>yz</sub>, Isosuperfici 2D, Pianta*



*[I], > Fondazione Ovest, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), m<sub>x</sub>, Isosuperfici 2D, Pianta*



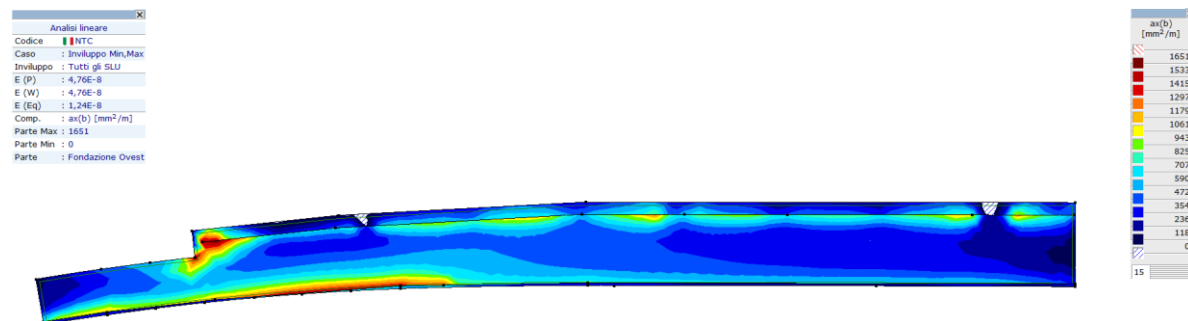
[I], > Fondazione Ovest, Lineare, Inviluppo Max (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta



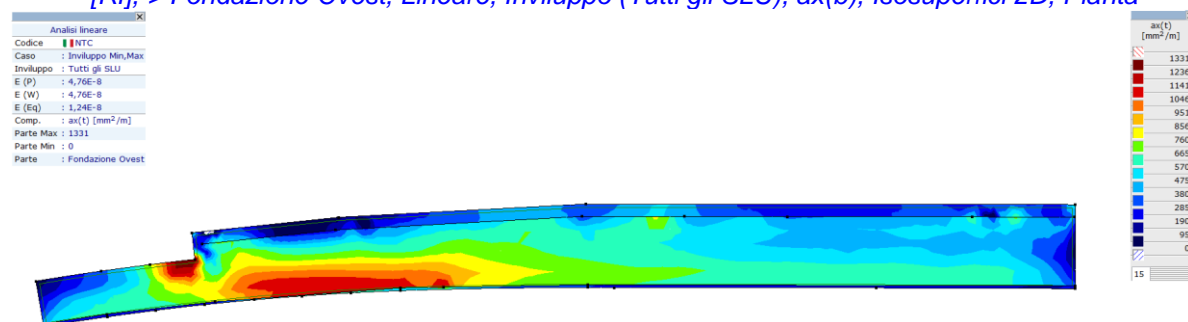
[I], > Fondazione Ovest, Lineare, Inviluppo Max (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Pianta

## ARMATURE MINIME A FLESSIONE

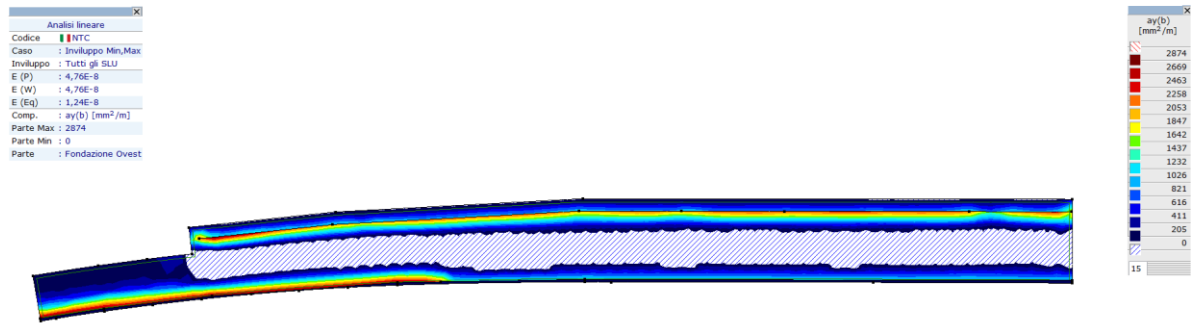
Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.



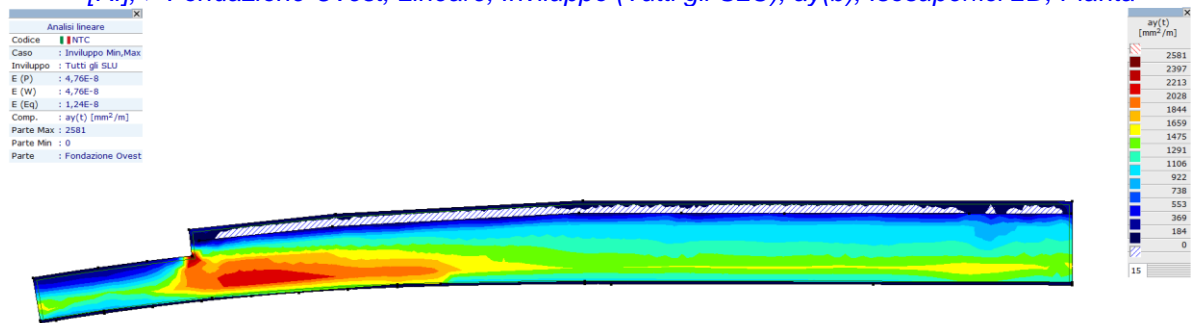
[RI], > Fondazione Ovest, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(b), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazione Ovest, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(t), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazione Ovest, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(b), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazione Ovest, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(t), Isosuperfici 2D, Pianta

L'armatura prevista risulta la seguente:

- armature inferiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature superiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature inferiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 16/20cm
- armature superiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 16/20cm

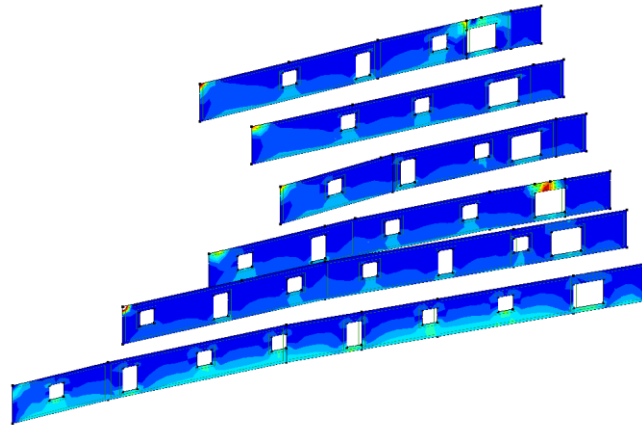
NB - Nelle zone tratteggiate maggiormente sollecitate verranno previste armature integrative

### 3.1.2.1.5 Muri centrali

#### Sollecitazioni di calcolo:

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione più significativi

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Max
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	mx [N/mm]
Parte Max	569,151
Parte Min	-56,611
Parte	Muri interni

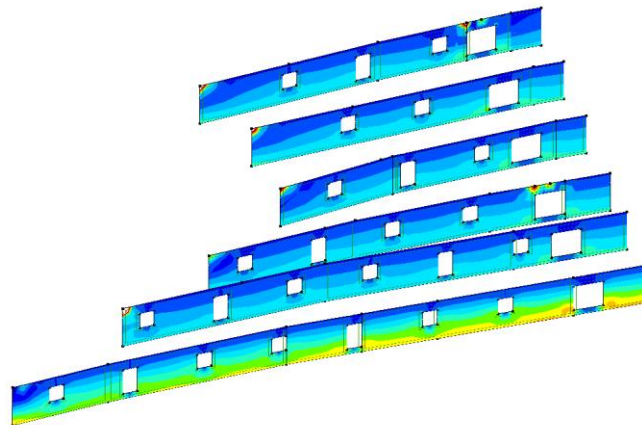


mx [N/mm]	
341,958	
312,747	
283,535	
254,324	
225,113	
195,902	
166,690	
137,479	
108,268	
79,057	
49,845	
20,634	
-8,577	
-37,788	
-67,000	



[I], > Muri interni , Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Max
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	my [N/mm]
Parte Max	2652,835
Parte Min	-188,749
Parte	Muri interni

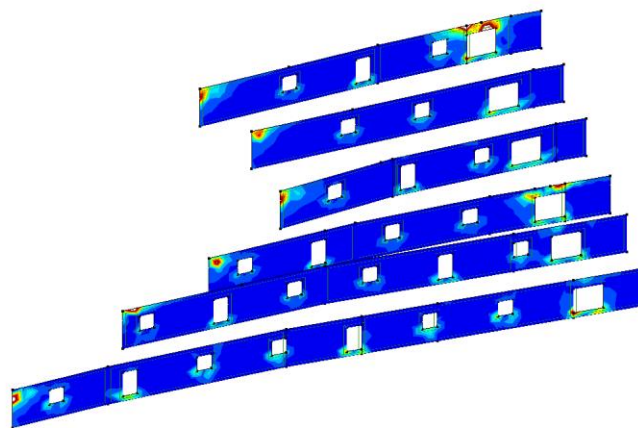


my [N/mm]	
994,145	
905,285	
816,425	
727,565	
638,706	
549,846	
460,986	
372,126	
283,266	
194,406	
105,547	
16,687	
-72,173	
-161,033	
-249,893	



[I], > Muri interni , Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Max
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	viz [kN/m]
Parte Max	889,781
Parte Min	-95,891
Parte	Muri interni

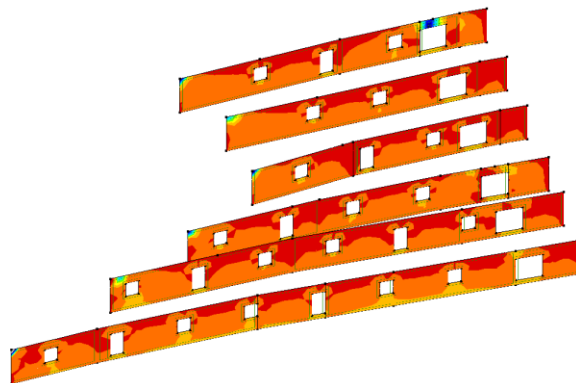


viz [kN/m]	
601,551	
550,080	
496,609	
447,137	
395,666	
344,195	
292,724	
241,252	
189,781	
138,310	
86,838	
35,367	
-16,104	
-67,575	
-119,047	



[I], > Muri interni , Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), vz, Isosuperfici 2D

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Min
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	mx [kN/m]
Parte Max	104,316
Parte Min	-713,599
Parte	Muri interni

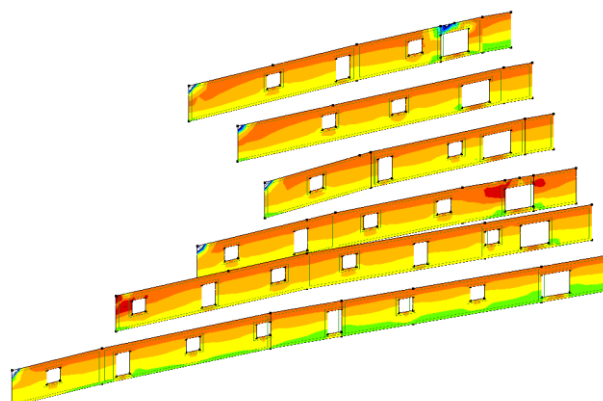


mx [kN/m]	
104,323	
66,766	
29,208	
-8,350	
-45,907	
-83,465	
-121,023	
-158,580	
-196,138	
-233,696	
-271,253	
-308,811	
-346,369	
-383,926	
-421,484	



[I], > Muri interni , Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Min
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	my [kN/m]
Parte Max	289,265
Parte Min	-3094,318
Parte	Muri interni

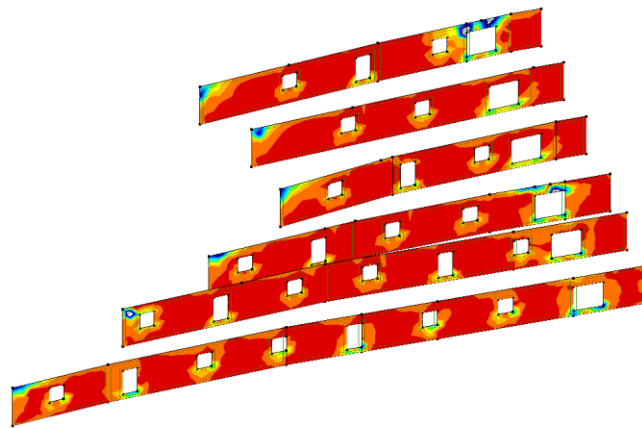


my [kN/m]	
289,297	
202,980	
116,663	
30,346	
-55,970	
-142,287	
-228,604	
-314,921	
-401,237	
-487,554	
-573,871	
-660,188	
-746,505	
-832,821	
-919,138	



[I], > Muri interni , Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Min
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	viz [kN/m]
Parte Max	75,389
Parte Min	-870,027
Parte	Muri interni



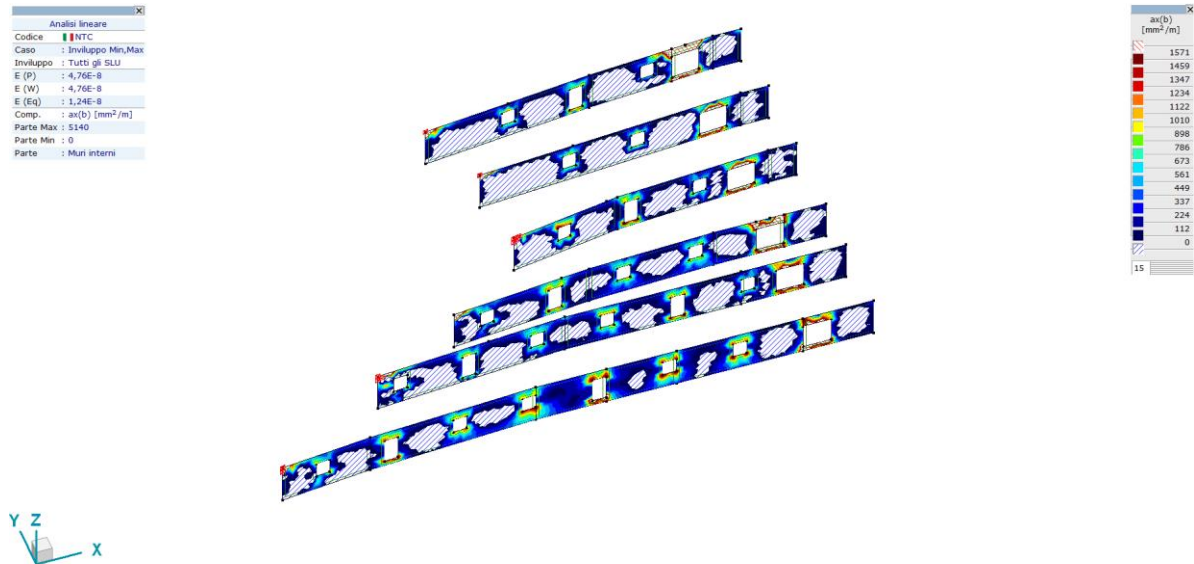
vz [kN/m]	
125,326	
74,542	
23,759	
-27,024	
-77,808	
-128,591	
-179,374	
-230,158	
-280,941	
-331,724	
-382,508	
-433,291	
-484,074	
-534,858	
-585,641	
15	



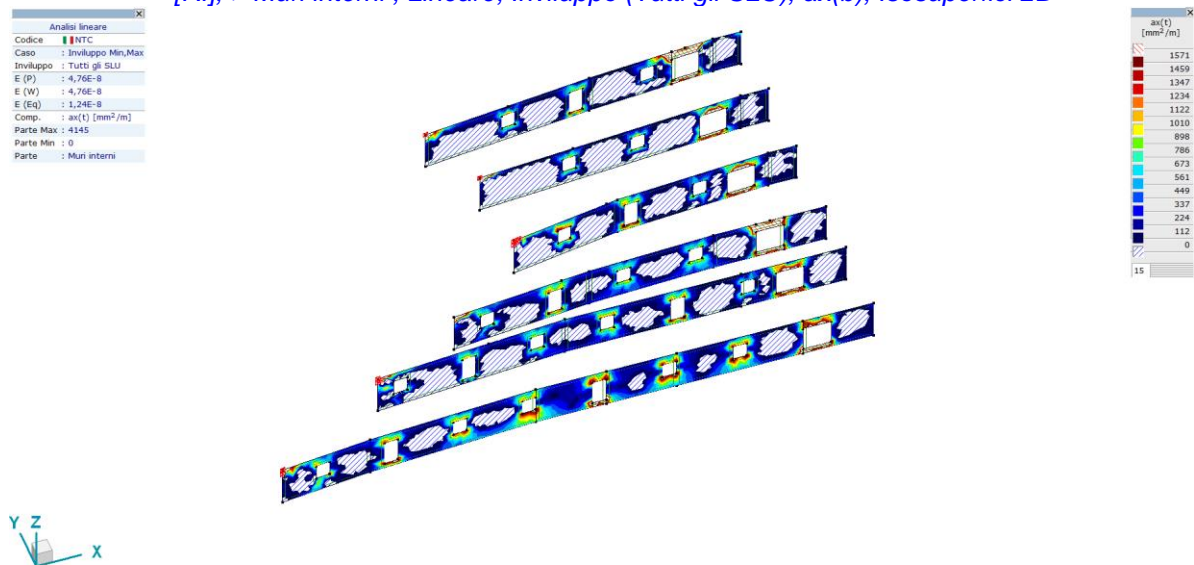
[I], > Muri interni , Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), vz, Isosuperfici 2D

## ARMATURE MINIME A PRESSOFLESSIONE

Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.

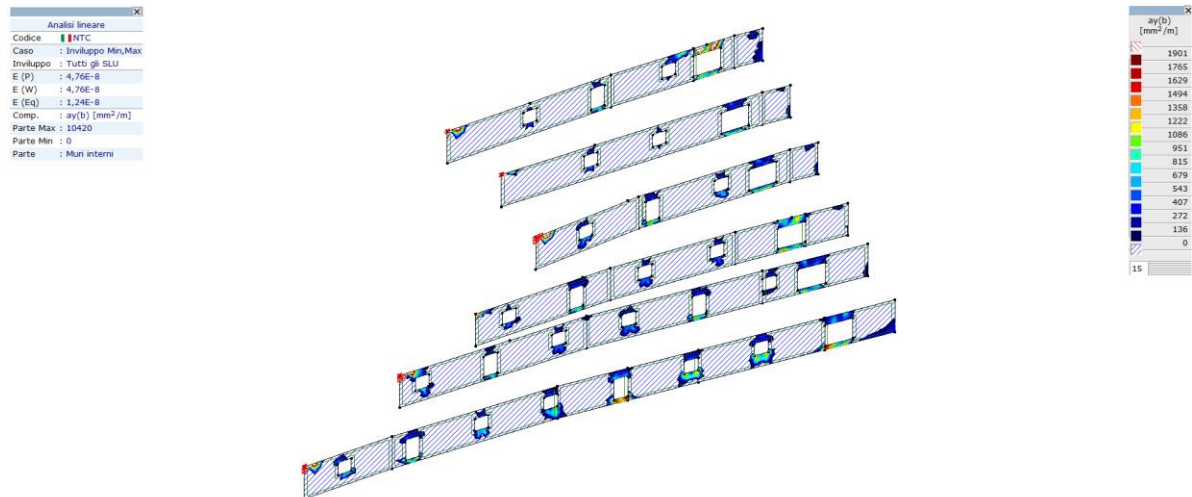


[RI], > Muri interni , Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(b), Isosuperfici 2D

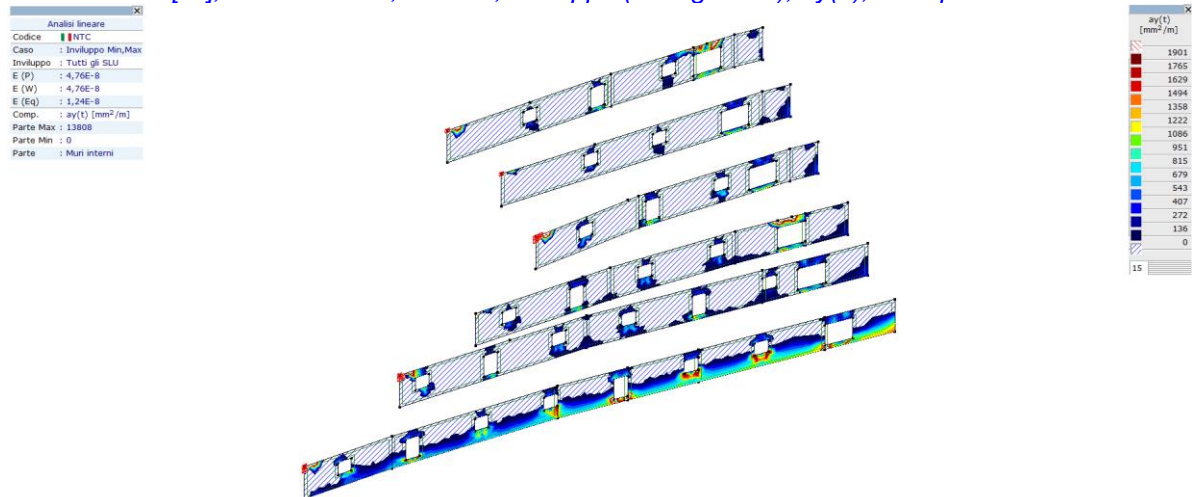


[RI], > Muri interni , Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(t), Isosuperfici 2D





[RI], > Muri interni , Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(b), Isosuperfici 2D



[RI], > Muri interni , Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(t), Isosuperfici 2D

L'armatura prevista risulta la seguente:

- armature verticali lato esterno: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature verticali lato interno: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature orizzontali: correnti 1+1 $\phi$ 20/20cm

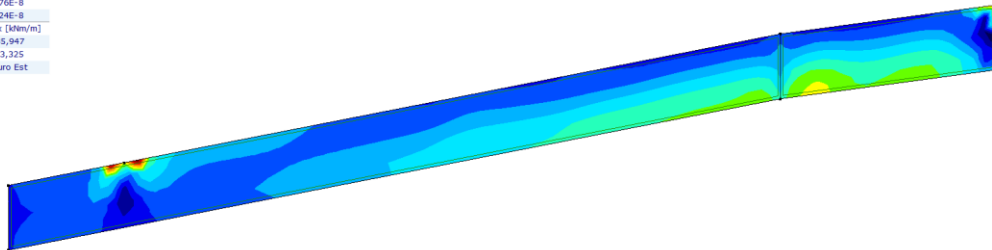
NB - Nelle zone tratteggiate maggiormente sollecitate verranno previste armature integrative

### 3.1.2.1.6 Muro lato Est

#### Sollecitazioni di calcolo:

Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione più significativi

Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Max
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	mx [N/m/m]
Parte Max	335,947
Parte Min	-73,325
Parte	Muro Est

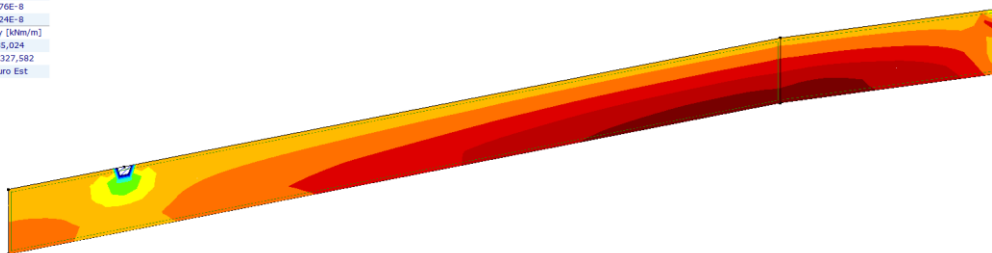


mx [N/m/m]
335,951
306,717
277,483
248,249
219,015
189,781
160,547
131,313
102,079
72,845
43,611
14,377
-14,857
-44,091
-73,325

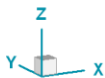


*[I], > Muro Est, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D*

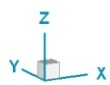
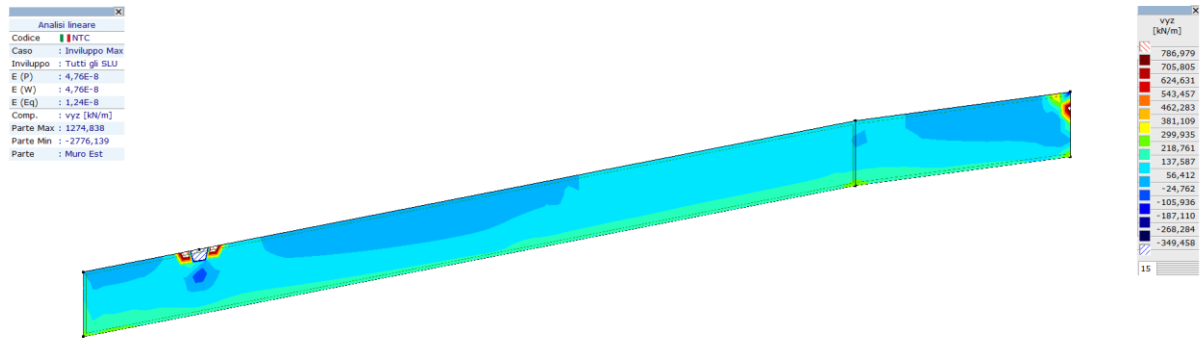
Analisi lineare	
Codice	NTC
Caso	Involuppo Max
Involuppo	Tutti gli SLU
E (P)	4,76E-8
E (W)	4,76E-8
E (Eq)	1,24E-8
Comp.	my [N/m/m]
Parte Max	785,024
Parte Min	-3327,582
Parte	Muro Est



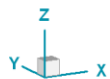
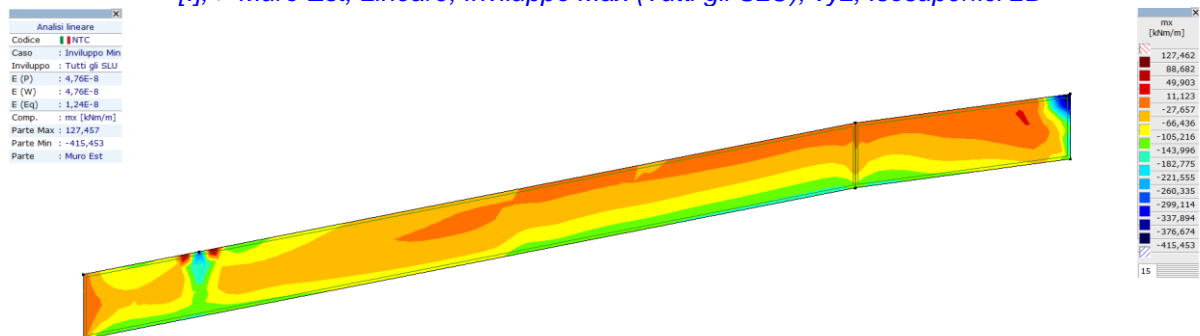
my [N/m/m]
785,062
617,199
449,336
281,473
113,609
-54,254
-222,117
-389,980
-557,843
-725,706
-893,569
-1061,432
-1229,296
-1397,159
-1565,022



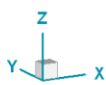
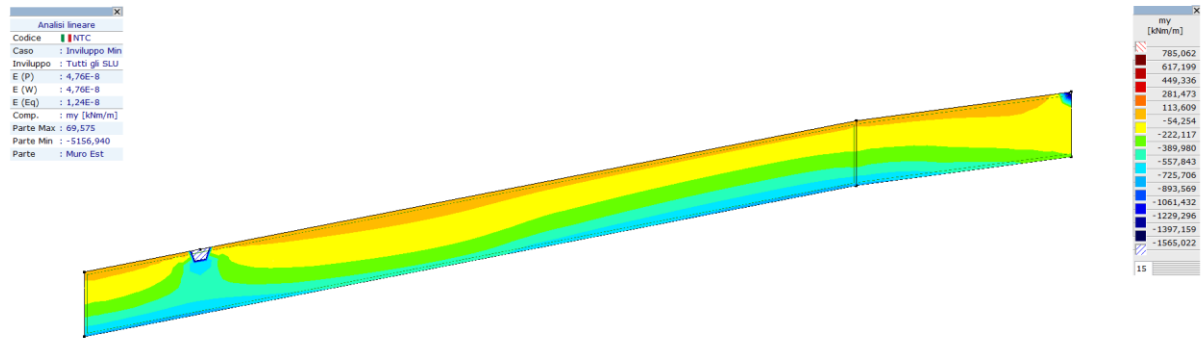
*[I], > Muro Est, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D*



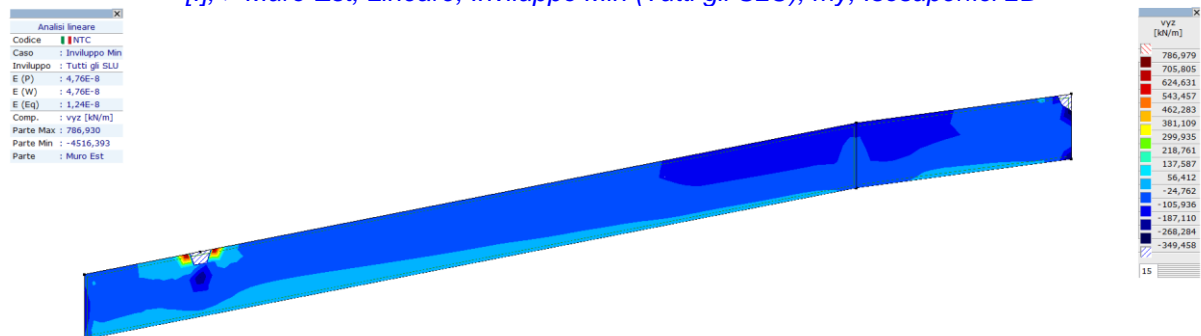
[I], > Muro Est, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), v<sub>yz</sub>, Isosuperfici 2D



[I], > Muro Est, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), m<sub>x</sub>, Isosuperfici 2D



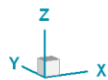
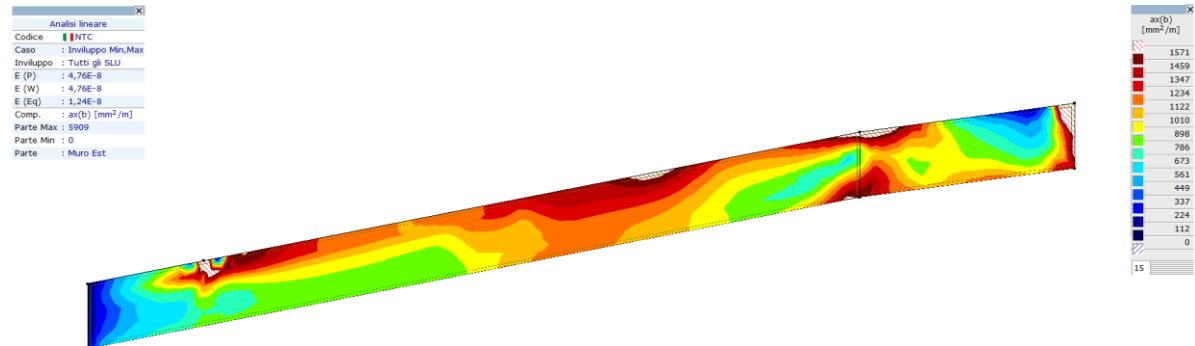
[[I], > Muro Est, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D



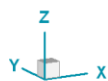
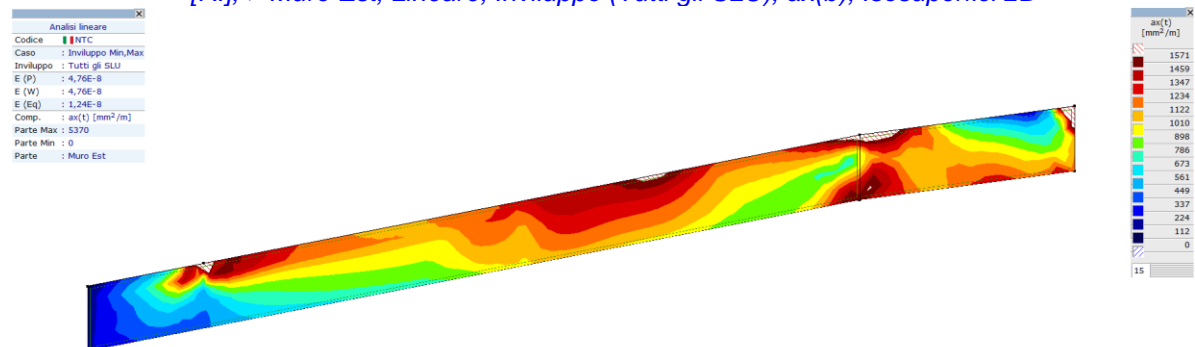
[[I], > Muro Est, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D

## ARMATURE MINIME A PRESSOFLESSIONE

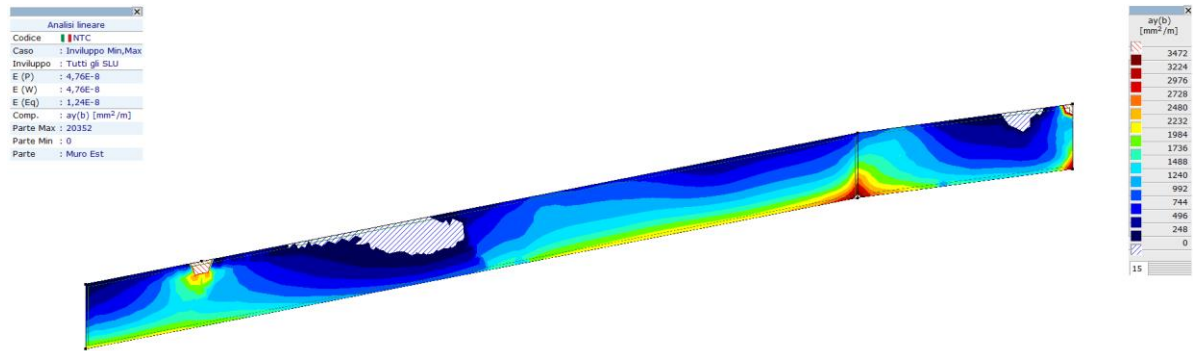
Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.



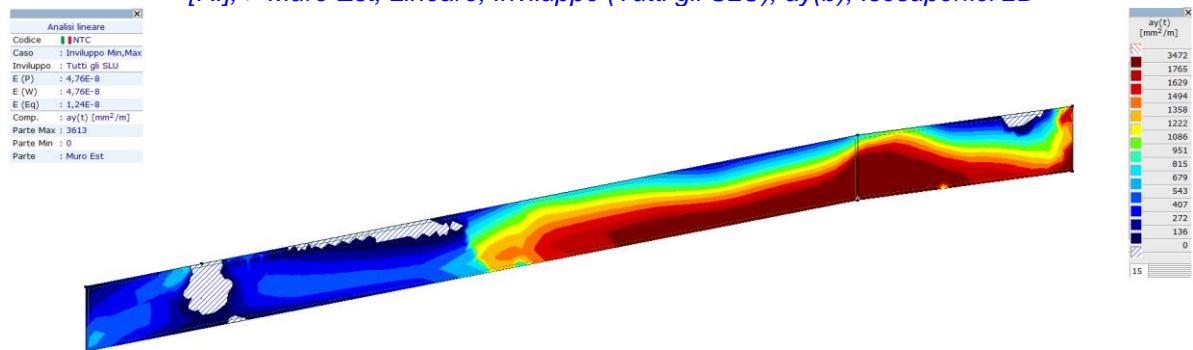
[RI], > Muro Est, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(b), Isosuperfici 2D



[RI], > Muro Est, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(t), Isosuperfici 2D



[RI], > Muro Est, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(b), Isosuperfici 2D



[RI], > Muro Est, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(t), Isosuperfici 2D

L'armatura prevista risulta la seguente:

- armature verticali lato esterno: correnti 1 $\phi$ 22/20cm + agg. 1 $\phi$ 20/20cm
- armature verticali lato interno: correnti 1 $\phi$ 22/20cm + agg. 1 $\phi$ 20/20cm
- armature orizzontali: correnti 1+1 $\phi$ 20/20cm

NB - Nelle zone tratteggiate maggiormente sollecitate verranno previste armature integrative

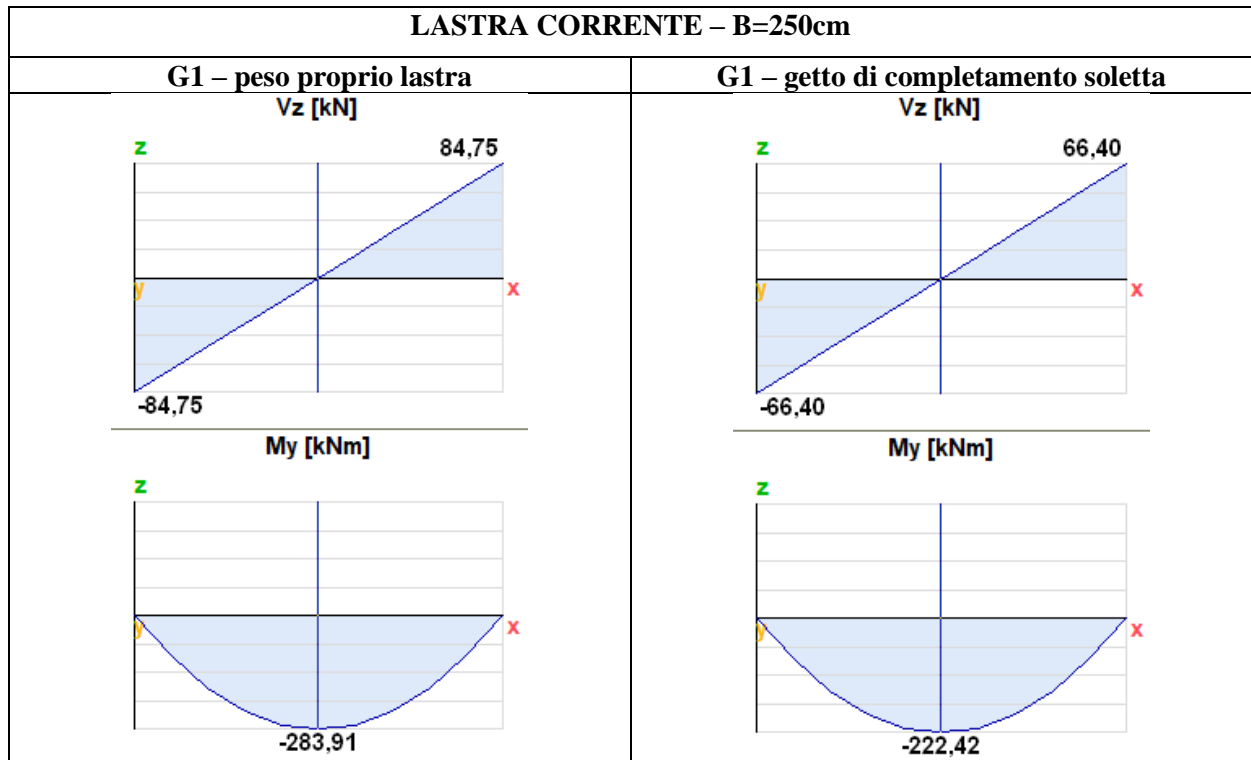
### **3.1.3 VERIFICA IMPALCATO DI COPERTURA**

Nel seguito verrà eseguita la verifica degli elementi di copertura nella zona di passaggio del tram. La copertura viene realizzata con tegoli di copertura a forma di  $\pi$  precompressi.

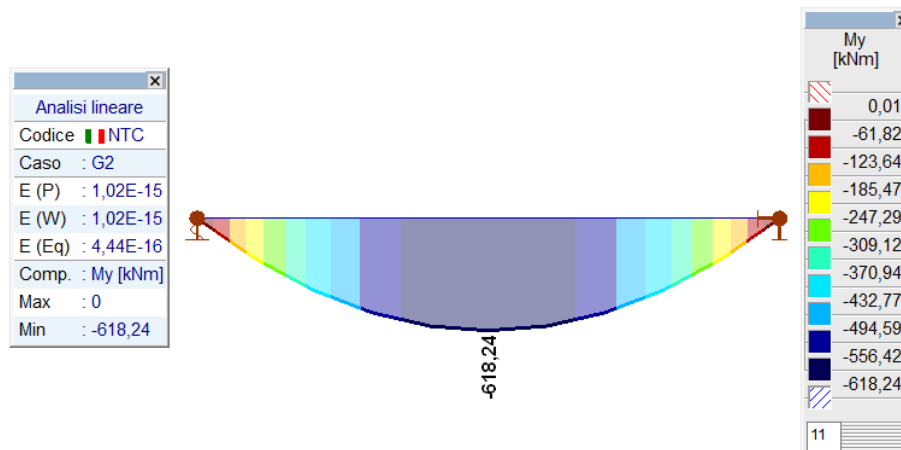
L'analisi della struttura è stata eseguita prevalentemente con l'utilizzo di codici di calcolo elaborati per mezzo di calcolatore elettronico. L'affidabilità dei citati codici e l'attendibilità dei risultati è stata verificata dallo scrivente progettista delle strutture. E' stato costruito il Modello Numerico già descritto in precedenza, che comprende gli elementi strutturali principali; sono stati inoltre utilizzati alcuni altri modelli locali, allo scopo di analizzare singoli elementi o sottosistemi strutturali esclusi dal Modello Numerico, ovvero quello di fornire un'analisi di maggior dettaglio o con ipotesi di calcolo più cautelative. Tali modelli locali nei casi più semplici saranno analizzati con un calcolo manuale, in altri casi di maggiore complessità potranno essere elaborati con codici di calcolo.

### 3.1.4 TEGOLI PRECOMPRESSI – TIPO A1

#### 3.1.4.1 Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase iniziale (Luce di calcolo 13.40 m)

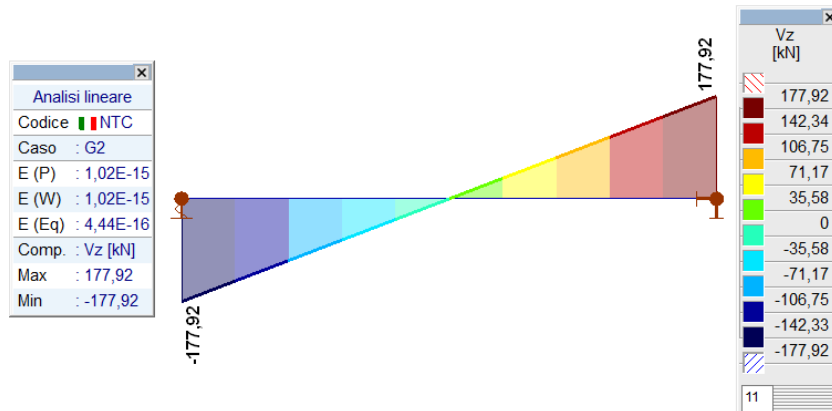


#### 3.1.4.2 Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase finale

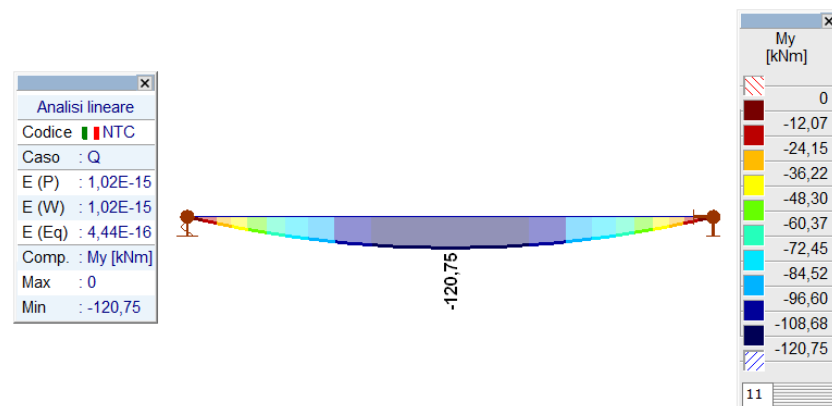


[I], Lineare, G2, My, Diagramma con retino, Vista frontale

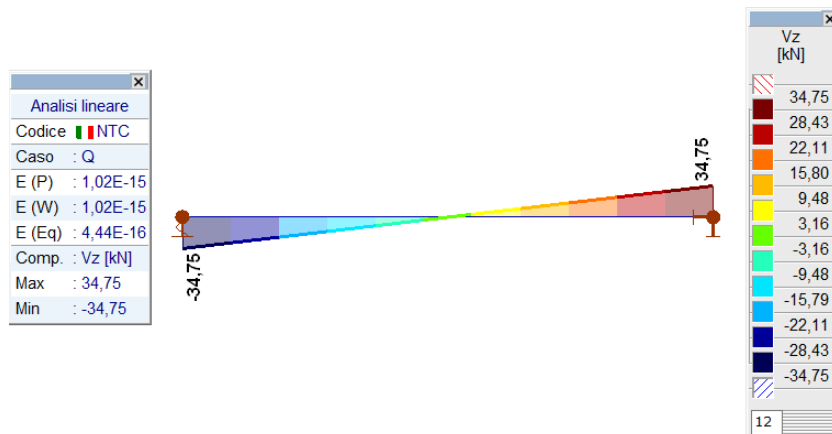




[I], Lineare, G2, Vz, Diagramma con retino, Vista frontale



[I], Lineare, Q, My, Diagramma con retino, Vista frontale



[I], Lineare, Q, Vz, Diagramma con retino, Vista frontale

#### ▪ $\epsilon I$ – Precompressione

Tipo acciaio armonico: trefolo 0.6" stabilizzato; i trefoli vengono sistemati su 3 livelli come schema sotto:

Caratteristiche geometriche della sezione corrente, entità della precompressione e delle perdite:

### 3.1.5 ANALISI DELLE LASTRE PRECOMPRESSE IN PRIMA FASE ED ANALISI DELLA PRECOMPRESSIONE

#### 3.1.5.1 Caratteristiche geometriche, carichi e precompressione

Borsa - Ampliamento Nord - Lp = 13,60m																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

### 3.1.5.2 Verifiche allo S.L.U.

#### Verifiche allo S.L.U. per flessione in mezzzeria

La verifica viene eseguita sulla sezione equivalente a rettangoli sovrapposti, costituita dal sistema lastra+soletta. Le dimensioni dei getti in opera vengono ridotti del coefficiente di omogeneizzazione 0.92 ( $E_c, \text{soletta}/E_c, \text{lastra}$ ).

$$M_{Ed} = \gamma_{G1} M_{G1} + \gamma_{G2} M_{G2} + \gamma_Q M_Q$$

con:  $\gamma_{G1} = 1,3$   $\gamma_{G2} = 1,50$   $\gamma_Q = 1,50$

G1-p	G1-g	G2	Q	SLU
<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>
283,91	222,42	618,24	120,75	<b>1766,71</b>

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	230	15
2	128	5
3	62	15
4	53,4	21
5	250	9

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Cavo elastico

Tipo Sezione  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☒ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

Armatura Precompressione  
N° strati cavi  Zoom

N°	As [cm.]	d [cm]	$\sigma_{sp}$ [MPa]
1	44,5	59	1037,6
2	8,3	54,5	1037,6
3	5,6	50	1037,6

Tipo cavo  
Trefolo  
 $\epsilon_{su}$   %  
 $f_{yd}$   N/mm.  
 $E_s/E_c$    
 $\epsilon_{syd}$   %  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm.

Materiali  
B450C C30/37  
 $\epsilon_{su}$   %  $\epsilon_{c2}$   %  
 $f_{yd}$   N/mm.  $\epsilon_{cu}$   %  
 $E_s$   N/mm.  $f_{cd}$   %  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   %  $\sigma_{c,adm}$   %  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm.  $\tau_{co}$   %  
 $\tau_{c1}$   %

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm.<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm.<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   %  
 $\epsilon_s$   %  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.   
Calcola MRd Dominio M-N  
Col. modello  
M-curvatura

☒ Precompresso

$\sigma_{sp}$   N/mm.<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{sp}$   % compressa predef.

$M_{Rd} = 3733 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1766,71 \text{ kNm} \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$

### 3.1.5.3 Verifiche allo S.L.U. per taglio

Taglio sollecitante ultimo:

$$V_{Ed}: \gamma_{G1}V_{G1} + \gamma_{G2}V_{G2} + \gamma_QV_Q$$

$$\text{con: } \gamma_{G1} = 1,35 \quad \gamma_{G2} = 1,5 \quad \gamma_Q = 1,35$$

Il momento torcente, dovuto solo a disuniformità dei carichi permanenti portati e ad eventuale presenza di carichi mobili, rappresenta una sollecitazione minore e non essenziale all'equilibrio della struttura; viene pertanto trascurata.

d - fase 2	d - fase 1	G1-p	G1-g	G2	Q	SLU
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN/mq</i>	<i>kN</i>
0,25	0	84,75	66,40	177,92	34,75	<b>515,50</b>
0,55	0,3	80,96	63,42	163,84	32,00	<b>481,45</b>
1,3	1,0	72,10	56,49	144,64	28,25	<b>426,50</b>
1,8	1,5	65,78	51,53	131,84	25,75	<b>388,89</b>
2,3	2,0	59,45	46,58	119,04	23,25	<b>351,27</b>

<b>Caratteristiche Calcestruzzo:</b>		
Classe di resistenza :		<b>C45/55</b>
Resistenza caratt. :	$R_{ck} =$	<b>55 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficienti di sicurezza e parametri di riduzione della resistenza:</b>		
Coeff. di sicurezza :	$\gamma_c =$	<b>1,50</b>
Coeff. di sic. addizionale per compressione centrata:	$\eta_{cc} =$	<b>1,25</b>
Coeff. riduttivo per rottura a termine :	$\beta =$	<b>0,85</b>
<b>Resistenze di calcolo:</b>		
Res. caratt. a compressione:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	<b>45,65 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a compressione di calcolo:	$f_{cd} = \beta \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	<b>25,87 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. media. a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 =$	<b>53,65 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione media di progetto:	$f_{ctm} = 0,30 f_{cm}^{2/3} =$	<b>3,83 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione caratt. di progetto:	$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm} =$	<b>2,68 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. tangenziale caratt. di aderenza di progetto:	$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} =$	<b>6,04 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione di calcolo:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	<b>1,79 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Acciaio per cemento armato:</b>		
Classe dell'acciaio :		<b>B450C</b>
Coeff. di sicurezza :	$\gamma_s =$	<b>1,15</b>
<b>Resistenze di calcolo:</b>		
Tensione carat. di snervamento:	$f_{yk} =$	<b>450 N/mm<sup>2</sup></b>
Resistenza di calcolo:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	<b>391,3 N/mm<sup>2</sup></b>

Sezione di testa x = 0,25m - fase 2 / 0m - fase 1 - precompressione non ancora attiva

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	2500 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	8730,6 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	515,5 kN
	l <sub>s</sub> =	45,86%

Sezione di testa x = 0,55m - fase 2 / 0,3m - fase 1

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	1280 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	4470,0 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	481,5 kN
	l <sub>s</sub> =	42,83%

Sezione di testa x = 1,25m - fase 2 / 1m - fase 1

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	534 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	1864,8 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	426,5 kN
	l <sub>s</sub> =	37,94%

Sezione di testa x = 1,75m - fase 2 / 1,5m - fase 1 - sezione precompressa

altezza utile	d =	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub> =	534 mm
	f <sub>ctd</sub> =	1,79 MPa
	N <sub>p</sub> =	605751 daN
	A <sub>c</sub> =	6072 cm <sup>2</sup>
	σ <sub>cp</sub> = N <sub>p</sub> / A <sub>c</sub> =	9,98 MPa
	V <sub>Rd</sub> = 0.7 · d · b <sub>w</sub> · (f <sub>ctd</sub> <sup>2</sup> + σ <sub>cp</sub> · f <sub>ctd</sub> ) <sup>1/2</sup> =	1102,2 kN
	V <sub>Sd</sub> =	388,9 kN
	ls =	35,28%

### 3.1.5.4 Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio

Si verifica lo stato tensionale dell'armatura longitudinale inferiore all'appoggio che garantisce il funzionamento del modello a traliccio in quella zona del manufatto, soggetta alla forza concentrata rappresentata dalla reazione dell'appoggio.

La verifica viene eseguita nelle ipotesi che lo sforzo longitudinale inferiore sia pari al taglio e che tale sforzo sia mitigato dalla presenza dello sforzo di compressione longitudinale esercitato dai trefoli attivi (non inguainati).

Per valutare la compressione data dai trefoli si ipotizza una legge lineare di trasferimento del carico dai trefoli al calcestruzzo per una lunghezza di 75 cm a partire dalla testata della trave, per cui all'appoggio la precompressione è ancora molto bassa. Si adotta prudenzialmente un coefficiente riduttivo per tale compressione pari a 0.7.

Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio – fase 1:

Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio

Taglio totale di calcolo	V <sub>Ed</sub> =	515,5 kN
Numero di trefoli attivi	32	Tensione finale trefoli = 1038 MPa
		Compressione totale = 732,29 kN
		< V <sub>Ed</sub>
L'armatura longitudinale	n <sub>i</sub>	Φ <sub>i</sub>
	[-]	[mm]
si predispongono ad testata	6	24
	A <sub>s</sub> =	27,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>s t</sub> =	27,14 cm <sup>2</sup>
	V <sub>Rd</sub> = A <sub>s</sub> x f <sub>yd</sub> =	1062,1 kN
	ls =	48,53%

Si predispongono ad ogni testata di trave 6 forche Ø24

### 3.1.5.5 Verifiche SLE – verifica delle tensioni

Tensioni iniziali nel calcestruzzo

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj},$$

essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

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

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} - \text{per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} - \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali  $\sigma_c$  prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:  $\sigma_c < 0,90 f_{ckj}$ .

Tensioni limite per gli acciai da precompressione

$$\sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} \quad \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} - \text{per armatura pre-tesa.}$$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione di mezzeria

geometria della trave di solo calcestruzzo			
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Larghezza totale	b =	250	cm
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>

sezione lastra omogeneizzata			
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Sezione ideale lastra	Ac' =	4866	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,0	cmq
Momento di inerzia id.	Jc' =	1195448	cm <sup>4</sup>
Modulo resistenza sup	Ws' =	36200	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza inf.	Wi' =	70418	cm <sup>3</sup>

sezione omogeneizzata completa del getto di soletta			
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92	
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Spessore soletta	Hs =	15	cm
Sezione ideale totale	Ac" =	8848	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,2	cm
Momento di inerzia tot	Jc" =	4619484	cm <sup>4</sup>
Modulo resistenza sol.	Wss" =	162290	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza sup	Ws" =	292171	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza inf.	Wi" =	135116	cm <sup>3</sup>

precompressione			
Tensione trefoli a tempo infinito:	σspf =	1038	Mpa
Sezione trefoli	42 da 0.6")	58,4	cmq
Baricentro da intradosso		7,5	cmq
precompressione			
Tensione iniziale di tesatura	σspt =	1440	Mpa
Perdita di tensione al martinetto 3%	Δσspm =	43	Mpa
Perdita per accorciamento elastico	Δσspe =	92	Mpa
Tensione iniziale nei trefoli	σspi =	1305	Mpa
Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	σspi x Ai =	7617	kN
momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		72185	kNcm

Cadute di tensione			
Fluage	2 x Δσspe =	184	Mpa
Ritiro εr = 0,00025	εr x Ep =	50	Mpa
Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))%σspi	0.046 σspi =	60	Mpa
Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/σspi) =		33	Mpa
Tensione finale nei trefoli	σspf =	1038	Mpa

suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Fluage	0	33%	67%
Rilassam.	40%	30%	30%
Ritiro	25%	25%	50%
perdite	26	83	158

Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio **x = 695 cm**

fase 0 [Mpa]								
	N	M	σss	σs	σi	Ac' =	4866	cmq
peso proprio	0	2838524,65		7,84	-4,03	Ws' =	36200	cm <sup>3</sup>
precompressione	761726	-7218464		-4,29	25,90	Wi' =	70418	cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-15028	142409		0,08	-0,51			
<b>totale fase 0</b>	<b>746698</b>	<b>-4237529</b>		<b>3,64</b>	<b>21,36</b>			
fase 1 [Mpa]								
	N	M	σss	σs	σi			
getto integrativo	0	2223401,7		6,14	-3,16			
caduta di tensione	-48554	460124		0,27	-1,65			
<b>totale fase 0+1</b>	<b>698144</b>	<b>-1554004</b>		<b>10,05</b>	<b>16,55</b>			
fase 2 [Mpa]								
	N	M	σss	σs	σi	Ac" =	8848	cmq
carico permanente	0	15456800	9,52	5,29	-11,44	Wss" =	162290	cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	3018906	1,86	1,03	-2,23	Ws" =	292171	cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>698144</b>	<b>16921703</b>	<b>11,38</b>	<b>16,38</b>	<b>2,88</b>	Wi" =	135116	cm <sup>3</sup>
fase 3 [Mpa]								
	N	M	σss	σs	σi			
caduta di tensione	-92386	2465694	0,48	-0,20	-2,87			
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>605758</b>	<b>19387397</b>	<b>11,86</b>	<b>16,18</b>	<b>0,01</b>			

La sezione è sempre compressa

σ lastra < 0.6 f<sub>ck</sub> = 27.4 MPa

σ getto in opera < 0.6 f<sub>ck</sub> = 22.4 MPa



## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 4,00m dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1038	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	42 da 0.6")	58,4	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		7,5	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	92	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1305	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4866	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	7617	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,0	cmq	momento in. di precomp.: M0 =	$N_0 \times (Y_p - Y_t) =$	72185	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	1195448	cm <sup>4</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza sup	Ws' =	36200	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	184	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	70418	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento $(2.8+3 \times (2.8-2.2))\% \sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	60	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x $(1-2.5 \times (Flu+Rit)/\sigma_{spi}) =$		33	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1038	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Sezione ideale totale	Ac" =	8848	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,2	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	4619484	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	162290	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	292171	cm <sup>3</sup>	perdite	26	83	158
Modulo resistenza inf.	Wi" =	135116	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 400 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4866 cmq
peso proprio	0	2288240,382		6,32	-3,25	Ws' =	36200 cm <sup>3</sup>
precompressione	761726	-7218464		-4,29	25,90	Wi' =	70418 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-15028	142409		0,08	-0,51		
<b>totale fase 0</b>	<b>746698</b>	<b>-4787814</b>		<b>2,12</b>	<b>22,14</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	1792366,875		4,95	-2,55		
caduta di tensione	-48554	460124		0,27	-1,65		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>698144</b>	<b>-2535323</b>		<b>7,34</b>	<b>17,95</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8848 cmq
carico permanente	0	12672000	7,81	4,34	-9,38	Wss" =	162290 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	2475000	1,53	0,85	-1,83	Ws" =	292171 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>698144</b>	<b>12611677</b>	<b>9,33</b>	<b>12,53</b>	<b>6,74</b>	Wi" =	135116 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-92386	2465694	0,48	-0,20	-2,87		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>605758</b>	<b>15077371</b>	<b>9,81</b>	<b>12,33</b>	<b>3,87</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 2,85 dall'asse appoggio

geometria della trave di solo calcestruzzo				precompressione			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1038	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	38 da 0.6")	52,8	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		7,7	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm				
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	92	MPa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4833	cmq	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1305	Mpa
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,1	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	6892	kN
Momento di inerzia id.	Jc' =	1191521	cm <sup>4</sup>	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		64739	kNcm
Modulo resistenza sup	Ws' =	36163	cm <sup>3</sup>	Cadute di tensione			
Modulo resistenza inf.	Wi' =	69878	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	184	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	60	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		33	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1038	MPa
Sezione ideale totale	Ac" =	8815	cmq	suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,3	cm	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Momento di inerzia tot	Jc" =	4593203	cm <sup>4</sup>	Fluage	0	33%	67%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	161922	cm <sup>3</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sup	Ws" =	292464	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza inf.	Wi" =	133933	cm <sup>3</sup>	perdite	26	83	158
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 285 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4833 cmq
peso proprio	0	1775579,687		4,91	-2,54	Ws' =	36163 cm <sup>3</sup>
precompressione	689180	-6473904		-3,64	23,52	Wi' =	69878 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-13596	127720		0,07	-0,46		
<b>totale fase 0</b>	<b>675584</b>	<b>-4570604</b>		<b>1,34</b>	<b>20,52</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	1390802,4		3,85	-1,99		
caduta di tensione	-43930	412664		0,23	-1,50		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>631654</b>	<b>-2767138</b>		<b>5,42</b>	<b>17,03</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8815 cmq
carico permanente	0	10077600	6,22	3,45	-7,52	Wss" =	161922 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	1968281	1,22	0,67	-1,47	Ws" =	292464 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>631654</b>	<b>9278743</b>	<b>7,44</b>	<b>9,54</b>	<b>8,03</b>	Wi" =	133933 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-83587	2226503	0,43	-0,19	-2,61		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>548067</b>	<b>11505246</b>	<b>7,87</b>	<b>9,35</b>	<b>5,42</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 2,00m dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1038	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	32 da 0.6")	44,5	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		8,0	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm				
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	92	MPa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4784	cmq	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1305	Mpa
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,2	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	5804	kN
Momento di inerzia id.	Jc' =	1185564	cm <sup>4</sup>	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		53378	kNcm
Modulo resistenza sup	Ws' =	36108	cm <sup>3</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza inf.	Wi' =	69064	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	184	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	60	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		33	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1038	MPa
Sezione ideale totale	Ac" =	8766	cmq	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,5	cm	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Momento di inerzia tot	Jc" =	4553447	cm <sup>4</sup>	Fluage	0	33%	67%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	161362	cm <sup>3</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sup	Ws" =	292918	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza inf.	Wi" =	132157	cm <sup>3</sup>	perdite	26	83	158
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 200 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4784 cmq
peso proprio	0	1289160,644		3,57	-1,87	Ws' =	36108 cm <sup>3</sup>
precompressione	580362	-5337774		-2,65	19,86	Wi' =	69064 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-11450	105306		0,05	-0,39		
<b>totale fase 0</b>	<b>568913</b>	<b>-3943307</b>		<b>0,97</b>	<b>17,60</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	1009792,875		2,80	-1,46		
caduta di tensione	-36994	340244		0,17	-1,27		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>531919</b>	<b>-2593270</b>		<b>3,94</b>	<b>14,87</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8766 cmq
carico permanente	0	7616000	4,72	2,60	-5,76	Wss" =	161362 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	1487500	0,92	0,51	-1,13	Ws" =	292918 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>531919</b>	<b>6510230</b>	<b>5,64</b>	<b>7,04</b>	<b>7,99</b>	Wi" =	132157 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-70389	1864334	0,35	-0,17	-2,21		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>461530</b>	<b>8374564</b>	<b>5,99</b>	<b>6,88</b>	<b>5,77</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 1,15m dall'asse appoggio

geometria della trave di solo calcestruzzo				precompressione			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1038	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	32 da 0.6")	44,5	cmq
Sezione lastra	Ac =	3872	cmq	Baricentro da intradosso		8,0	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	13,1	cm				
Momento di inerzia	Jc =	576410	cm <sup>4</sup>	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	92	MPa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4137	cmq	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1305	Mpa
Baricentro da intrad.	Ygc' =	12,8	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	5804	kN
Momento di inerzia id.	Jc' =	582961	cm <sup>4</sup>	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt') =		27948	kNcm
Modulo resistenza sup	Ws' =	18096	cm <sup>3</sup>	Cadute di tensione			
Modulo resistenza inf.	Wi' =	45599	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	184	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	60	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		33	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1038	MPa
Sezione ideale totale	Ac" =	8581	cmq	suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,3	cm	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Momento di inerzia tot	Jc" =	4543104	cm <sup>4</sup>	Fluage	0	33%	67%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	160435	cm <sup>3</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sup	Ws" =	426515	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza inf.	Wi" =	132266	cm <sup>3</sup>	perdite	26	83	158
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				x = 115 cm			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4137 cmq
peso proprio	0	711370,0671		3,93	-1,56	Ws' =	18096 cm <sup>3</sup>
precompressione	580362	-2794838		-1,42	20,16	Wi' =	45599 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-11450	55138		0,03	-0,40		
<b>totale fase 0</b>	<b>568913</b>	<b>-2028330</b>		<b>2,54</b>	<b>18,20</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	557212,5		3,08	-1,22		
caduta di tensione	-36994	178150		0,09	-1,28		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>531919</b>	<b>-1292967</b>		<b>5,71</b>	<b>15,69</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8581 cmq
carico permanente	0	4692000	2,92	1,10	-3,55	Wss" =	160435 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	916406	0,57	0,21	-0,69	Ws" =	426515 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>531919</b>	<b>4315439</b>	<b>3,50</b>	<b>7,03</b>	<b>11,45</b>	Wi" =	132266 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-70389	1856833	0,34	-0,38	-2,22		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>461530</b>	<b>6172273</b>	<b>3,83</b>	<b>6,64</b>	<b>9,23</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 0,45m dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1038	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	32 da 0.6")	44,5	cmq
Sezione lastra	Ac =	4757	cmq	Baricentro da intradosso		8,0	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	12,4	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	374155	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	92	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1305	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	5022	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	5804	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	12,2	cmq	momento in. di precomp.: M0 =	$N0 \times (Y_p - Y_t) =$	24395	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	379087	cm <sup>4</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza sup	Ws' =	21264	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	184	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	31144	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento $(2.8+3 \times (2.8-2.2))\% \sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	60	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x $(1-2.5 \times (Flu+Rit)/\sigma_{spi}) =$		33	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1038	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Sezione ideale totale	Ac" =	10851	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	38,3	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	8306268	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	215689	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	-998949	cm <sup>3</sup>	perdite	26	83	158
Modulo resistenza inf.	Wi" =	216789	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 45 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	5022 cmq
peso proprio	0	166934,8424		0,79	-0,54	Ws' =	21264 cm <sup>3</sup>
precompressione	580362	-2439499		0,08	19,39	Wi' =	31144 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-11450	48128		0,00	-0,38		
<b>totale fase 0</b>	<b>568913</b>	<b>-2224436</b>		<b>0,87</b>	<b>18,47</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	130759,2		0,61	-0,42		
caduta di tensione	-36994	155500		-0,01	-1,24		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>531919</b>	<b>-1938177</b>		<b>1,48</b>	<b>16,82</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	10851 cmq
carico permanente	0	1936800	0,90	-0,19	-0,89	Wss" =	215689 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	378281	0,18	-0,04	-0,17	Ws" =	-998949 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>531919</b>	<b>376904</b>	<b>1,07</b>	<b>1,25</b>	<b>15,75</b>	Wi" =	216789 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-70389	2136046	0,34	-0,86	-1,63		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>461530</b>	<b>2512951</b>	<b>1,42</b>	<b>0,38</b>	<b>14,11</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 0,25m dall'asse appoggio

geometria della trave di solo calcestruzzo				precompressione			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1038	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	32 da 0.6")	44,5	cmq
Sezione lastra	Ac =	7500	cmq	Baricentro da intradosso		8,0	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	15,0	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	562500	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	92	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1305	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	7764	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	5804	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	14,8	cmq	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		39417	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	575128	cm <sup>4</sup>	Cadute di tensione			
Modulo resistenza sup	Ws' =	37739	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	184	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	38964	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	60	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		33	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1038	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
Sezione ideale totale	Ac" =	15848	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	35,8	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	9643865	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	236344	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	-1653607	cm <sup>3</sup>	perdite	26	83	158
Modulo resistenza inf.	Wi" =	269141	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				x =	25	cm	
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	7764 cmq
peso proprio	0	215782,2537		0,57	-0,55	Ws' =	37739 cm <sup>3</sup>
precompressione	580362	0		7,47	7,47	Wi' =	38964 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-11450	0		-0,15	-0,15		
<b>totale fase 0</b>	<b>568913</b>	<b>215782</b>		<b>7,90</b>	<b>6,77</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	169021,125		0,45	-0,43		
caduta di tensione	-36994	0		-0,48	-0,48		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>531919</b>	<b>384803</b>		<b>7,87</b>	<b>5,86</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	15848 cmq
carico permanente	0	1092000	0,46	-0,07	-0,41	Wss" =	236344 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	213281	0,09	-0,01	-0,08	Ws" =	-1653607 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>531919</b>	<b>1690085</b>	<b>0,55</b>	<b>7,79</b>	<b>5,38</b>	Wi" =	269141 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-70389	1961271	0,39	-0,56	-1,17		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>461530</b>	<b>3651355</b>	<b>0,94</b>	<b>7,23</b>	<b>4,21</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## 3.2 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI

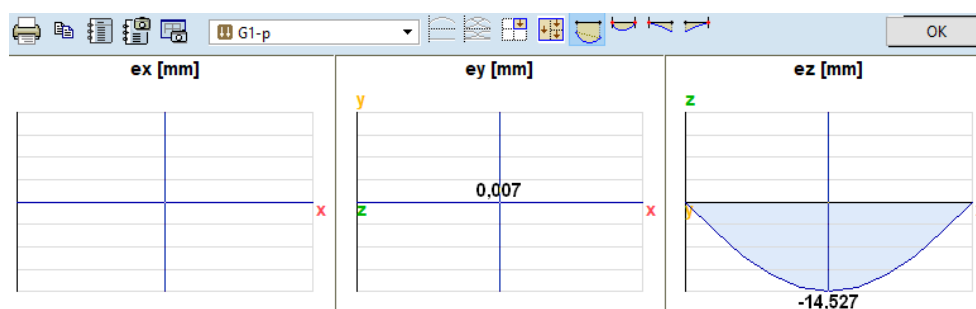
### 3.2.1 Verifica delle deformazioni nello SLER

Si conduce una verifica allo Stato Limite di Servizio per la deformazione dell'impalcato. Per la precompressione, per le azioni permanenti e per le azioni variabili, si assumono nelle combinazioni di carico allo stato limite di deformazione i coefficienti  $\gamma_p = \gamma_g = \gamma_q = 1$ .

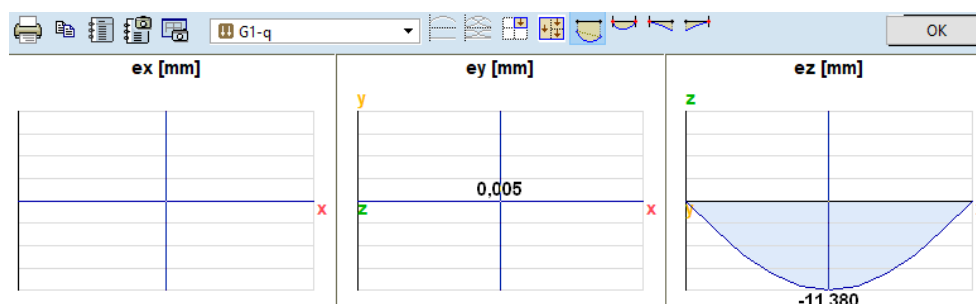
### 3.2.2 Calcolo delle frecce nelle diverse ipotesi

- fase 1

#### G1-1 – peso proprio lastra

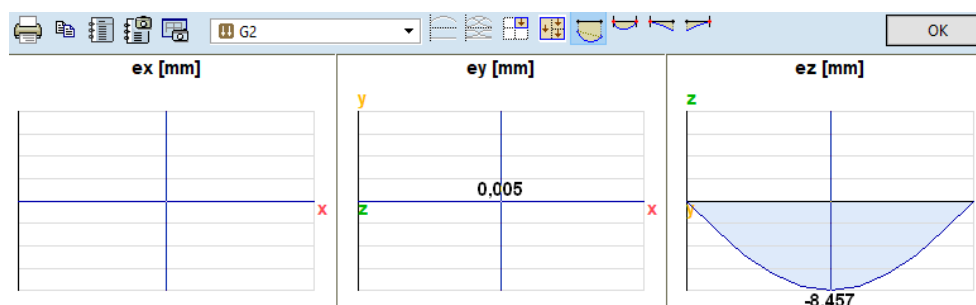


#### G1-2 – peso getto di completamento soletta

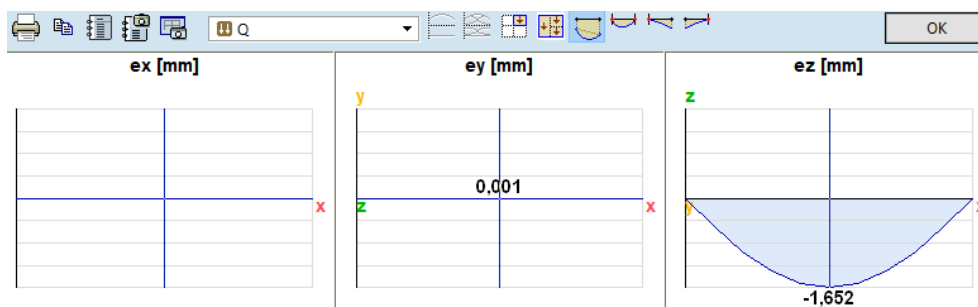


#### fase 2 schema iperstatico

#### G2 – sovraccarico permanente



## Q – carichi



## $\varepsilon l, \varepsilon 2$ – Precompressione

$$e_z = M_p l^2 / [4 \cdot E \cdot I]$$

42	n° trefoli 0,6"	Ec	36416,1	N/mm <sup>2</sup>
1,39	area trefolo cm <sup>2</sup>			
16,98	Ygci [cm] da intradosso - baricentro sezione iniziale			
7,50	Ygi [cm] da intradosso - baricentro trefoli			
34,19	Ygt [cm] da intradosso - baricentro sezione finale			
1195448,17	Jci [cm <sup>4</sup> ] - Momento di inerzia iniziale - sezione lastra omogeneizzata			
4619484,46	Jct [cm <sup>4</sup> ] - Momento di inerzia finale - sezione omogeneizzata completa del getto di soletta			

Trave	L	Tensioni		Npi	Mpi	Ii	ezp
	m	Mpa		kN	kNm	cm <sup>4</sup>	mm
A1-B250	13,90	tensione iniziale nei trefoli	1304,8	7617,3	721,8	1195448,2	-40,05
		perdite a tempo iniziale:	-25,7	-150,3	-14,2	1195448,2	1,58
		perdite al getto della soletta:	-83,2	-485,5	-46,0	1195448,2	5,11
		perdite a tempo finale	-158,2	-923,9	-246,6	4619484,5	7,08
						<b>ez,p finale</b>	<b>-26,28</b>

### 3.2.3 Verifica delle deformazioni nel SLE<sub>R</sub>

Per la precompressione, per le azioni permanenti e per le azioni variabili, si assumono nelle combinazioni di carico allo stato limite di deformazione i coefficienti  $\gamma_p = \gamma_g = \gamma_q = 1$ .

Fase 0: rilascio della precompressione

Deformazione in mezzeria della lastra per peso proprio e precompressione:  $\eta_0$

Fase 1: getto della soletta integrativa

Deformazione in mezzeria della lastra per peso proprio, precompressione + getto:  $\eta_1$

Fase 2: carichi permanenti

Deformazione in mezzeria:  $\eta_2$

Fase 3: carichi mobili massimi

Deformazione totale massima in mezzeria:  $\eta_3 = 0.1$  mm

Ipotesi	G1-1	ez,p	G1-2	G2	Q1
Trave	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A1-B250	14,527	-26,281	11,38	8,457	1,652

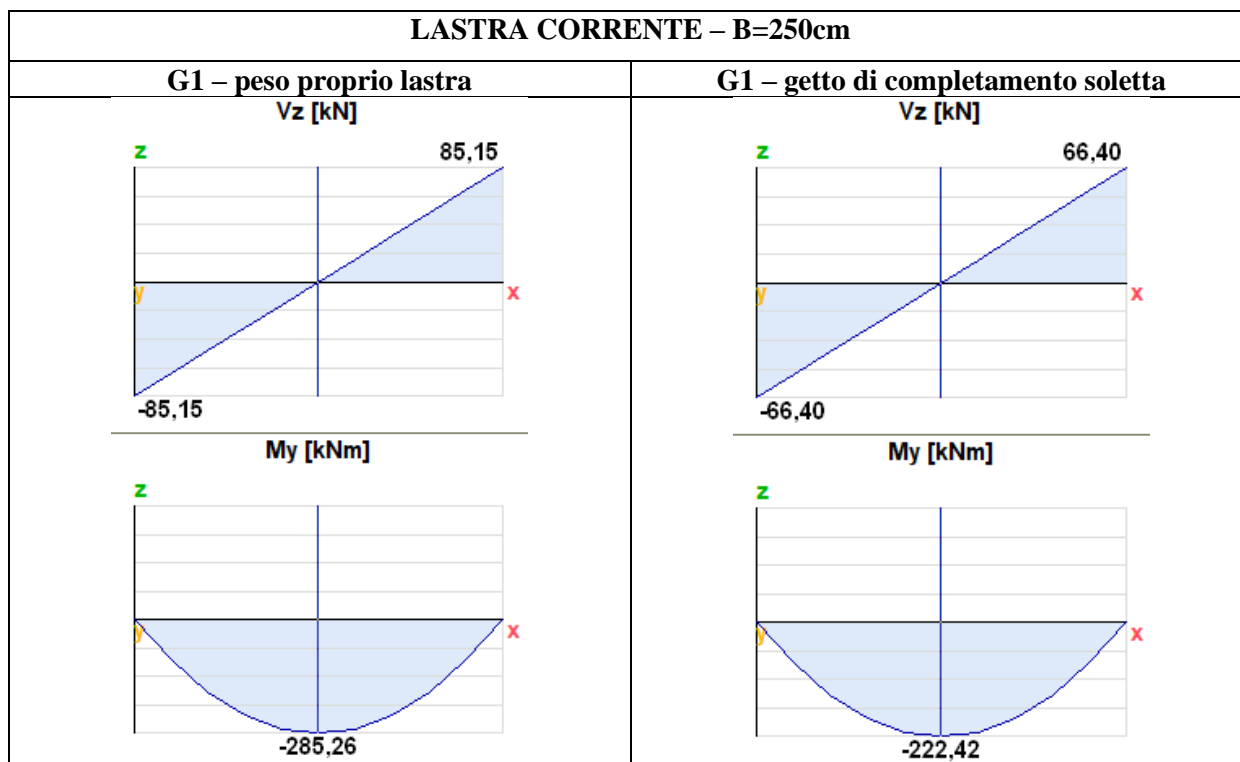
$\eta_0$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
-23,9	-7,5	8,1	9,7

MAX SLE	L / ez(Q1)
[mm]	[-]
9,7	8414

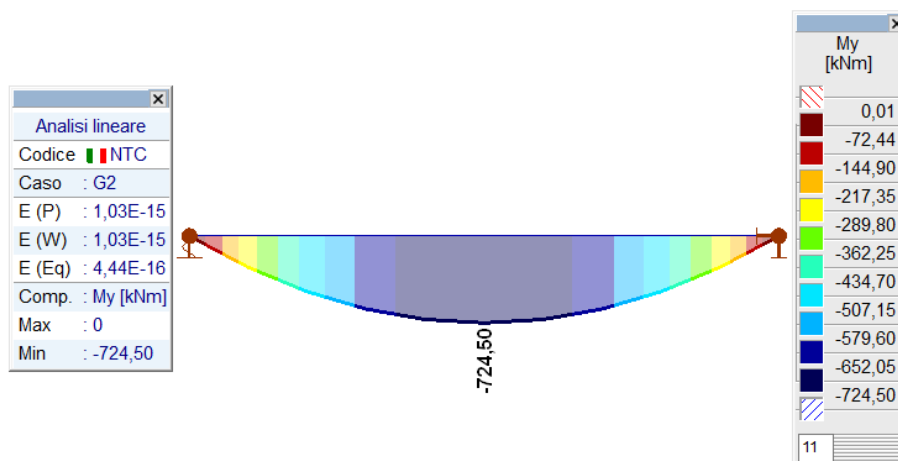


### 3.2.4 TEGOLI PRECOMPRESSI – TIPO A2

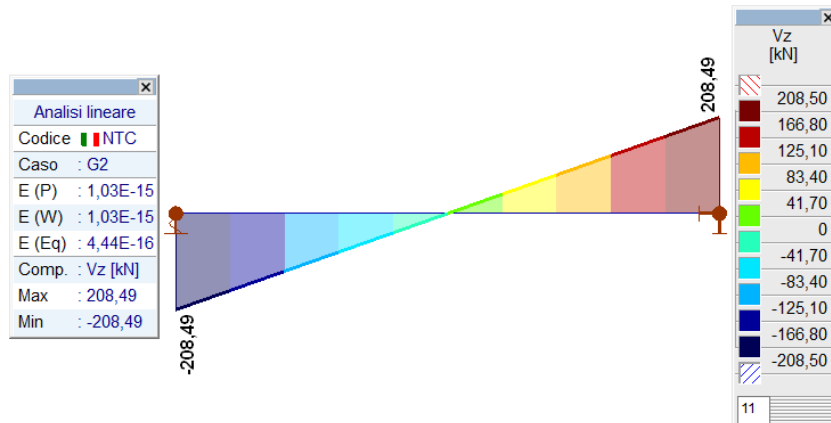
#### 3.2.4.1 Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase iniziale (Luce di calcolo 13.40 m)



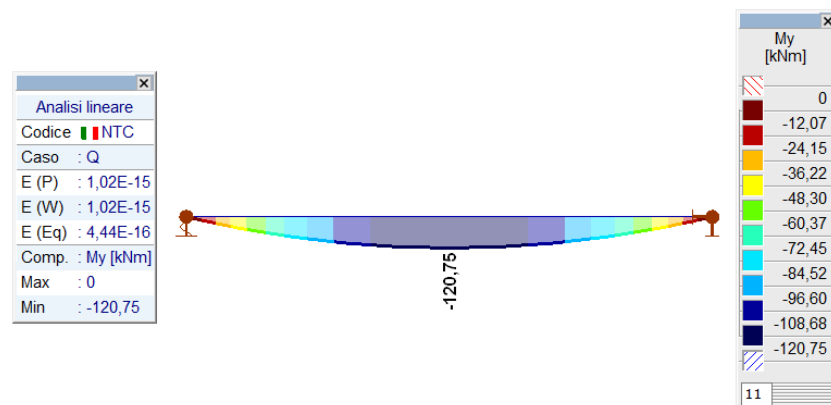
#### 3.2.4.2 Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase finale



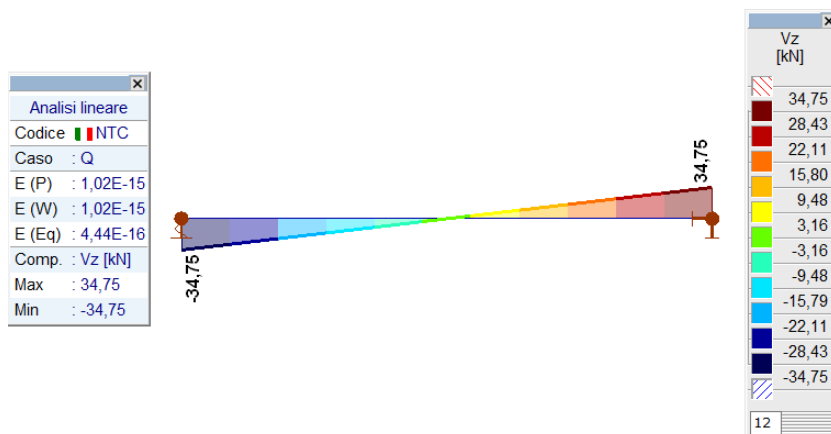
[I], Lineare, G2, My, Diagramma con retino, Vista frontale



[I], Lineare, G2, Vz, Diagramma con retino, Vista frontale



[I], Lineare, Q, My, Diagramma con retino, Vista frontale



[I], Lineare, Q, Vz, Diagramma con retino, Vista frontale

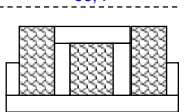
#### ▪ $\epsilon I$ – Precompressione

Tipo acciaio armonico: trefolo 0.6" stabilizzato; i trefoli vengono sistemati su 6 livelli come schema sotto:

Caratteristiche geometriche della sezione corrente, entità della precompressione e delle perdite:

### 3.2.5 ANALISI DELLE LASTRE PRECOMPRESSE IN PRIMA FASE ED ANALISI DELLA PRECOMPRESSIONE

#### 3.2.5.1 Caratteristiche geometriche, carichi e precompressione

Borsa - Ampliamento Nord - Lp = 13,60m										
luce netta	13,10	m	lunghezza testate:	0,3	m	15				
altezza	65	cm	spessore testate:	30	cm	5				
			distanza testate:	13,60	m	15				
48 trefoli 0.6"	tesatura N =	961	tonn.			21				
peso lastra: P =	173	kN	Qg' =	508	daN/mq	9				
							250			
TRAVE PAC MID		65	(50+15)	1a fase	trave	getto integrativo				
Luce di calcolo:	13,90	m	13,40	Rck-Rckj =	550	400	Rck =	400	kg/cmq	
Carico permanente:	3000	kg/mq		Ec-Ecj =	364161	336428	Ec =	336428	kg/cmq	
Carico variabile equiv.:	500	kg/mq		Ea =	2000000	kg/cmq	Ea =	2000000	kg/cmq	
				n =	5,5	5,9	n =	0,92		
vincoli di estremità				0	0 = in appoggio:	1 = semincastro:	2 = incastro	Qa" =	396	kg/mq

### 3.2.5.2 Verifiche allo S.L.U.

#### Verifiche allo S.L.U. per flessione in mezzzeria

La verifica viene eseguita sulla sezione equivalente a rettangoli sovrapposti, costituita dal sistema lastra+soletta. Le dimensioni dei getti in opera vengono ridotti del coefficiente di omogeneizzazione 0.92 ( $E_{c,soletta}/E_{c,lastra}$ ).

$$M_{Ed} = \gamma_{G1} M_{G1} + \gamma_{G2} M_{G2} + \gamma_Q M_Q$$

con:  $\gamma_{G1} = 1,3$   $\gamma_{G2} = 1,50$   $\gamma_Q = 1,50$

G1-p	G1-g	G2	Q	SLU
<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>	<i>kNm</i>
285,26	222,42	724,50	120,75	<b>1927,86</b>

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	230	15
2	128	5
3	62	15
4	53,4	21
5	250	9

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

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

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Cavo elastico

**Materiali**  
B450C C30/37

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11,5 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,6933 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{cl}$  2,029 N/mm<sup>2</sup>

M<sub>xRd</sub> 3.792 kN m  
 $\sigma_c$  -17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  ‰  
d 59 cm  
x 41,92 x/d 0,7105  
 $\delta$  1

**Tipo Sezione**  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☒ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

**Armatura Precompressione**  
N° strati cavi  Zoom

N°	As [cm]	d [cm]	$\sigma_{sp}$ [MPa]
1	50	59	1004,7
2	8,3	54,5	1004,7
3	8,3	50	1004,7

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello  
M-curvatura

☒ Precompresso

**Tipo cavo**  
Trefolo

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  
 $f_{yd}$  1.500 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  6  
 $\epsilon_{syd}$  7,5 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  1080 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{sp}$  1.290 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_{sp}$  6,45 ‰ compressa predef.

$M_{Rd} = 3792 \text{ kNm} > M_{Ed} = 1927,86 \text{ kNm} \Rightarrow$  verifica soddisfatta

### 3.2.5.3 Verifiche allo S.L.U. per taglio

Taglio sollecitante ultimo:

$$V_{Ed}: \gamma_{G1}V_{G1} + \gamma_{G2}V_{G2} + \gamma_QV_Q$$

$$\text{con: } \gamma_{G1} = 1,35$$

$$\gamma_{G2} = 1,5$$

$$\gamma_Q = 1,35$$

Il momento torcente, dovuto solo a disuniformità dei carichi permanenti portati e ad eventuale presenza di carichi mobili, rappresenta una sollecitazione minore e non essenziale all'equilibrio della struttura; viene pertanto trascurata.

d - fase 2	d - fase 1	G1-p	G1-g	G2	Q	SLU
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN/mq</i>	<i>kN</i>
0,25	0	85,15	66,40	208,49	34,75	<b>561,88</b>
0,55	0,3	81,34	63,42	191,99	32,00	<b>524,17</b>
1,3	1,0	72,44	56,49	169,49	28,25	<b>464,22</b>
1,8	1,5	66,09	51,53	154,49	25,75	<b>423,27</b>
2,3	2,0	59,73	46,58	139,49	23,25	<b>382,31</b>

<b>Caratteristiche Calcestruzzo:</b>		
Classe di resistenza :		<b>C45/55</b>
Resistenza caratt. :	$R_{ck} =$	<b>55 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficienti di sicurezza e parametri di riduzione della resistenza:</b>		
Coeff. di sicurezza :	$\gamma_c =$	<b>1,50</b>
Coeff. di sic. addizionale per compressione centrata:	$\eta_{cc} =$	<b>1,25</b>
Coeff. riduttivo per rottura a termine :	$\beta =$	<b>0,85</b>
<b>Resistenze di calcolo:</b>		
Res. caratt. a compressione:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	<b>45,65 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a compressione di calcolo:	$f_{cd} = \beta \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	<b>25,87 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. media. a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 =$	<b>53,65 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione media di progetto:	$f_{ctm} = 0,30 f_{cm}^{2/3} =$	<b>3,83 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione caratt. di progetto:	$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm} =$	<b>2,68 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. tangenziale caratt. di aderenza di progetto:	$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} =$	<b>6,04 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione di calcolo:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	<b>1,79 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Acciaio per cemento armato:</b>		
Classe dell'acciaio :		<b>B450C</b>
Coeff. di sicurezza :	$\gamma_s =$	<b>1,15</b>
<b>Resistenze di calcolo:</b>		
Tensione caratt. di snervamento:	$f_{yk} =$	<b>450 N/mm<sup>2</sup></b>
Resistenza di calcolo:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	<b>391,3 N/mm<sup>2</sup></b>

Sezione di testa x = 0,25m - fase 2 / 0m - fase 1 - precompressione non ancora attiva

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	2500 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	8730,6 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	561,9 kN
	l <sub>s</sub> =	49,98%

Sezione di testa x = 0,55m - fase 2 / 0,3m - fase 1

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	1280 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	4470,0 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	524,2 kN
	l <sub>s</sub> =	46,63%

Sezione di testa x = 1,25m - fase 2 / 1m - fase 1

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	534 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	1864,8 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	464,2 kN
	l <sub>s</sub> =	41,30%

Sezione di testa x = 1,75m - fase 2 / 1,5m - fase 1 - sezione precompressa

altezza utile	d =	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub> =	534 mm
	f <sub>ctd</sub> =	1,79 MPa
	N <sub>p</sub> =	670336 daN
	A <sub>c</sub> =	6072 cm <sup>2</sup>
	σ <sub>cp</sub> = N <sub>p</sub> / A <sub>c</sub> =	11,04 MPa
	V <sub>Rd</sub> = 0.7 · d · b <sub>w</sub> · (f <sub>ctd</sub> <sup>2</sup> + σ <sub>cp</sub> · f <sub>ctd</sub> ) <sup>1/2</sup> =	1150,9 kN
	V <sub>Sd</sub> =	423,3 kN
	ls =	36,78%

### 3.2.5.4 Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio

Si verifica lo stato tensionale dell'armatura longitudinale inferiore all'appoggio che garantisce il funzionamento del modello a traliccio in quella zona del manufatto, soggetta alla forza concentrata rappresentata dalla reazione dell'appoggio.

La verifica viene eseguita nelle ipotesi che lo sforzo longitudinale inferiore sia pari al taglio e che tale sforzo sia mitigato dalla presenza dello sforzo di compressione longitudinale esercitato dai trefoli attivi (non inguainati).

Per valutare la compressione data dai trefoli si ipotizza una legge lineare di trasferimento del carico dai trefoli al calcestruzzo per una lunghezza di 75 cm a partire dalla testata della trave, per cui all'appoggio la precompressione è ancora molto bassa. Si adotta prudenzialmente un coefficiente riduttivo per tale compressione pari a 0.7.

Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio – fase 1:

Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio

Taglio totale di calcolo	V <sub>Ed</sub> =	561,9 kN
Numero di trefoli attivi	38	Tensione finale trefoli = 1005 MPa
		Compressione totale = 842,02 kN
		< V <sub>Ed</sub>
L'armatura longitudinale	n <sub>i</sub>	Φ <sub>i</sub>
	[-]	[mm]
si predispongono ad testata	6	24
	A <sub>s</sub> =	27,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>s t</sub> =	27,14 cm <sup>2</sup>
	V <sub>Rd</sub> = A <sub>s</sub> x f <sub>yd</sub> =	1062,1 kN
	ls =	52,90%

Si predispongono ad ogni testata di trave 6 forche Ø24

### 3.2.5.5 Verifiche SLE – verifica delle tensioni

Tensioni iniziali nel calcestruzzo

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj},$$

essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

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

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} - \text{per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} - \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali  $\sigma_c$  prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:  $\sigma_c < 0,90 f_{ckj}$ .

Tensioni limite per gli acciai da precompressione

$$\sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} \quad \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} - \text{per armatura pre-tesa.}$$



## Verifiche SLE – stato di tensione sezione di mezzzeria

geometria della trave di solo calcestruzzo			
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Larghezza totale	b =	250	cm
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>

sezione lastra omogeneizzata			
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Sezione ideale lastra	Ac' =	4916	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc' =	16,9	cmq
Momento di inerzia id.	Jc' =	1198473	cm <sup>4</sup>
Modulo resistenza sup	Ws' =	36203	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza inf.	Wi' =	70932	cm <sup>3</sup>

sezione omogeneizzata completa del getto di soletta			
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92	
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Spessore soletta	Hs =	15	cm
Sezione ideale totale	Ac" =	8898	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,0	cm
Momento di inerzia tot	Jc" =	4650670	cm <sup>4</sup>
Modulo resistenza sol.	Wss" =	162644	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza sup	Ws" =	291556	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza inf.	Wi" =	136588	cm <sup>3</sup>

precompressione			
Tensione trefoli a tempo infinito:	σspf =	1005	Mpa
Sezione trefoli	48	da 0.6")	66,7 cmq
Baricentro da intradosso		7,7	cmq
precompressione			
Tensione iniziale di tesatura	σspt =	1440	Mpa
Perdita di tensione al martinetto 3%	Δσspm =	43	Mpa
Perdita per accorciamento elastico	Δσspe =	104	MPa
Tensione iniziale nei trefoli	σspi =	1293	Mpa
Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	σspi x Ai =	8625	kN
momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		79422	kNcm

Cadute di tensione			
Fluage	2 x Δσspe =	208	Mpa
Ritiro εr = 0,00025	εr x Ep =	50	Mpa
Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))%σspi	0.046 σspi =	59	Mpa
Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/σspi) =		30	MPa
Tensione finale nei trefoli	σspf =	1005	MPa

suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Fluage	0	33%	67%
Rilassam.	40%	30%	30%
Ritiro	25%	25%	50%
perdite	24	90	173

Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio

x = 695 cm

fase 0 [Mpa]	N	M	σss	σs	σi	Ac' =	Ws' =	Wi' =
peso proprio	0	2853203,68		7,88	-4,02	4916 cmq	36203 cm <sup>3</sup>	70932 cm <sup>3</sup>
precompressione	862480	-7942158		-4,39	28,74			
caduta di tensione	-16284	149954		0,08	-0,54			
<b>totale fase 0</b>	<b>846195</b>	<b>-4939001</b>		<b>3,57</b>	<b>24,18</b>			
fase 1 [Mpa]	N	M	σss	σs	σi			
getto integrativo	0	2223401,7		6,14	-3,13			
caduta di tensione	-60145	553848		0,31	-2,00			
<b>totale fase 0+1</b>	<b>786050</b>	<b>-2161750</b>		<b>10,02</b>	<b>19,04</b>			
fase 2 [Mpa]	N	M	σss	σs	σi	Ac" =	Wss" =	Ws" =
carico permanente	0	18113438	11,14	6,21	-13,26	8898 cmq	162644 cm <sup>3</sup>	291556 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	3018906	1,86	1,04	-2,21			
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>786050</b>	<b>18970593</b>	<b>12,99</b>	<b>17,27</b>	<b>3,57</b>			
fase 3 [Mpa]	N	M	σss	σs	σi			
caduta di tensione	-115722	3050569	0,58	-0,25	-3,53			
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>670329</b>	<b>22021162</b>	<b>13,57</b>	<b>17,01</b>	<b>0,03</b>			

La sezione è sempre compressa

σ lastra < 0.6 f<sub>ck</sub> = 27.4 MPa

σ getto in opera < 0.6 f<sub>ck</sub> = 22.4 MPa

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 4,00m dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1005	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	48 da 0.6")	66,7	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		7,7	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm				
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	104	MPa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4916	cmq	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1293	Mpa
Baricentro da intrad.	Ygc' =	16,9	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	8625	kN
Momento di inerzia id.	Jc' =	1198473	cm <sup>4</sup>	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		79422	kNcm
Modulo resistenza sup	Ws' =	36203	cm <sup>3</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza inf.	Wi' =	70932	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	208	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	0.046 $\sigma_{spi} =$	59	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		30	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1005	MPa
Sezione ideale totale	Ac" =	8898	cmq	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,0	cm	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Momento di inerzia tot	Jc" =	4650670	cm <sup>4</sup>	Fluage	0	33%	67%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	162644	cm <sup>3</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sup	Ws" =	291556	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza inf.	Wi" =	136588	cm <sup>3</sup>	perdite	24	90	173
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 400 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4916 cmq
peso proprio	0	2300073,695		6,35	-3,24	Ws' =	36203 cm <sup>3</sup>
precompressione	862480	-7942158		-4,39	28,74	Wi' =	70932 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-16284	149954		0,08	-0,54		
<b>totale fase 0</b>	<b>846195</b>	<b>-5492131</b>		<b>2,04</b>	<b>24,96</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	1792366,875		4,95	-2,53		
caduta di tensione	-60145	553848		0,31	-2,00		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>786050</b>	<b>-3145915</b>		<b>7,30</b>	<b>20,42</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8898 cmq
carico permanente	0	14850000	9,13	5,09	-10,87	Wss" =	162644 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	2475000	1,52	0,85	-1,81	Ws" =	291556 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>786050</b>	<b>14179085</b>	<b>10,65</b>	<b>13,24</b>	<b>7,74</b>	Wi" =	136588 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-115722	3050569	0,58	-0,25	-3,53		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>670329</b>	<b>17229653</b>	<b>11,23</b>	<b>12,99</b>	<b>4,21</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{\text{lastra}} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{\text{getto in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 2,85 dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1005	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	38 da 0.6")	52,8	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		8,1	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm				
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	104	MPa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4833	cmq	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1293	Mpa
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,1	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	6828	kN
Momento di inerzia id.	Jc' =	1188792	cm <sup>4</sup>	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		61115	kNcm
Modulo resistenza sup	Ws' =	36114	cm <sup>3</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza inf.	Wi' =	69592	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	208	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	0.046 $\sigma_{spi} =$	59	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		30	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1005	MPa
Sezione ideale totale	Ac" =	8815	cmq	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,3	cm	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Momento di inerzia tot	Jc" =	4585347	cm <sup>4</sup>	Fluage	0	33%	67%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	161734	cm <sup>3</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sup	Ws" =	292278	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza inf.	Wi" =	133638	cm <sup>3</sup>	perdite	24	90	173
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 285 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4833 cmq
peso proprio	0	1784761,847		4,94	-2,56	Ws' =	36114 cm <sup>3</sup>
precompressione	682796	-6111518		-2,80	22,91	Wi' =	69592 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-12892	115390		0,05	-0,43		
<b>totale fase 0</b>	<b>669905</b>	<b>-4211366</b>		<b>2,20</b>	<b>19,91</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	1390802,4		3,85	-2,00		
caduta di tensione	-47615	426188		0,19	-1,60		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>622290</b>	<b>-2394375</b>		<b>6,24</b>	<b>16,32</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8815 cmq
carico permanente	0	11809688	7,30	4,04	-8,84	Wss" =	161734 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	1968281	1,22	0,67	-1,47	Ws" =	292278 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>622290</b>	<b>11383593</b>	<b>8,52</b>	<b>10,96</b>	<b>6,01</b>	Wi" =	133638 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-91613	2398438	0,44	-0,22	-2,83		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>530677</b>	<b>13782031</b>	<b>8,96</b>	<b>10,74</b>	<b>3,17</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{\text{lastra}} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{\text{getto in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 2,00m dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1005	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	38 da 0.6")	52,8	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		8,1	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	104	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1293	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4833	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	6828	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,1	cmq	momento in. di precomp.: M0 =	$N_0 \times (Y_p - Y_t) =$	61115	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	1188792	cm <sup>4</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza sup	Ws' =	36114	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	208	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	69592	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	59	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		30	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1005	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Sezione ideale totale	Ac" =	8815	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,3	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	4585347	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	161734	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	292278	cm <sup>3</sup>	perdite	24	90	173
Modulo resistenza inf.	Wi" =	133638	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 200 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4833 cmq
peso proprio	0	1295827,356		3,59	-1,86	Ws' =	36114 cm <sup>3</sup>
precompressione	682796	-6111518		-2,80	22,91	Wi' =	69592 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-12892	115390		0,05	-0,43		
<b>totale fase 0</b>	<b>669905</b>	<b>-4700301</b>		<b>0,84</b>	<b>20,61</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	1009792,875		2,80	-1,45		
caduta di tensione	-47615	426188		0,19	-1,60		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>622290</b>	<b>-3264319</b>		<b>3,84</b>	<b>17,57</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8815 cmq
carico permanente	0	8925000	5,52	3,05	-6,68	Wss" =	161734 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	1487500	0,92	0,51	-1,11	Ws" =	292278 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>622290</b>	<b>7148181</b>	<b>6,44</b>	<b>7,40</b>	<b>9,77</b>	Wi" =	133638 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-91613	2398438	0,44	-0,22	-2,83		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>530677</b>	<b>9546618</b>	<b>6,88</b>	<b>7,18</b>	<b>6,94</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 1,15m dall'asse appoggio

geometria della trave di solo calcestruzzo				precompressione			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1005	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	38 da 0.6")	52,8	cmq
Sezione lastra	Ac =	3872	cmq	Baricentro da intradosso		8,1	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	13,1	cm				
Momento di inerzia	Jc =	576410	cm <sup>4</sup>	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	104	MPa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4186	cmq	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1293	Mpa
Baricentro da intrad.	Ygc' =	12,7	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	6828	kN
Momento di inerzia id.	Jc' =	583618	cm <sup>4</sup>	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		31463	kNcm
Modulo resistenza sup	Ws' =	18091	cm <sup>3</sup>				
Modulo resistenza inf.	Wi' =	45811	cm <sup>3</sup>				
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Cadute di tensione			
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Fluage	2 x $\Delta\sigma_{spe} =$	208	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	0.046 $\sigma_{spi} =$	59	Mpa
Sezione ideale totale	Ac" =	8630	cmq	Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		30	MPa
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,2	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1005	MPa
Momento di inerzia tot	Jc" =	4574733	cm <sup>4</sup>	suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
Modulo resistenza sol.	Wss" =	160788	cm <sup>3</sup>	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Modulo resistenza sup	Ws" =	423691	cm <sup>3</sup>	Fluage	0	33%	67%
Modulo resistenza inf.	Wi" =	133754	cm <sup>3</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
				Ritiro	25%	25%	50%
				perdite	24	90	173
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 115 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4186 cmq
peso proprio	0	715048,8171		3,95	-1,56	Ws' =	18091 cm <sup>3</sup>
precompressione	682796	-3146346		-1,08	23,18	Wi' =	45811 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-12892	59405		0,02	-0,44		
<b>totale fase 0</b>	<b>669905</b>	<b>-2371891</b>		<b>2,89</b>	<b>21,18</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	557212,5		3,08	-1,22		
caduta di tensione	-47615	219411		0,08	-1,62		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>622290</b>	<b>-1595268</b>		<b>6,05</b>	<b>18,35</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8630 cmq
carico permanente	0	5498438	3,42	1,30	-4,11	Wss" =	160788 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	916406	0,57	0,22	-0,69	Ws" =	423691 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>622290</b>	<b>4819576</b>	<b>3,99</b>	<b>7,56</b>	<b>13,55</b>	Wi" =	133754 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-91613	2388450	0,42	-0,50	-2,85		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>530677</b>	<b>7208026</b>	<b>4,41</b>	<b>7,06</b>	<b>10,70</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 0,45m dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1005	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	38 da 0.6")	52,8	cmq
Sezione lastra	Ac =	4757	cmq	Baricentro da intradosso		8,1	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	12,4	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	374155	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	104	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1293	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	5071	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	6828	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	12,1	cmq	momento in. di precomp.: M0 =	$N0 \times (Y_p - Y_t) =$	27377	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	379536	cm <sup>4</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza sup	Ws' =	21252	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	208	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	31260	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento $(2.8+3 \times (2.8-2.2))\% \sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	59	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x $(1-2.5 \times (Flu+Rit)/\sigma_{spi}) =$		30	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1005	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Sezione ideale totale	Ac" =	10901	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	38,2	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	8348637	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	216098	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	-1020406	cm <sup>3</sup>	perdite	24	90	173
Modulo resistenza inf.	Wi" =	218656	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 45 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	5071 cmq
peso proprio	0	167798,1224		0,79	-0,54	Ws' =	21252 cm <sup>3</sup>
precompressione	682796	-2737717		0,58	22,22	Wi' =	31260 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-12892	51690		-0,01	-0,42		
<b>totale fase 0</b>	<b>669905</b>	<b>-2518228</b>		<b>1,36</b>	<b>21,27</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	130759,2		0,62	-0,42		
caduta di tensione	-47615	190915		-0,04	-1,55		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>622290</b>	<b>-2196554</b>		<b>1,93</b>	<b>19,30</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	10901 cmq
carico permanente	0	2269688	1,05	-0,22	-1,04	Wss" =	216098 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	378281	0,18	-0,04	-0,17	Ws" =	-1020406 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>622290</b>	<b>451415</b>	<b>1,23</b>	<b>1,68</b>	<b>18,09</b>	Wi" =	218656 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-91613	2752978	0,43	-1,11	-2,10		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>530677</b>	<b>3204393</b>	<b>1,66</b>	<b>0,57</b>	<b>15,99</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{\text{lastra}} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{\text{getto in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 0,25m dall'asse appoggio

geometria della trave di solo calcestruzzo				precompressione			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1005	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	38 da 0.6")	52,8	cmq
Sezione lastra	Ac =	7500	cmq	Baricentro da intradosso		8,1	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	15,0	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	562500	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	104	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1293	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	7814	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	6828	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	14,7	cmq	momento in. di precomp.: M0 =	$N0 \times (Y_p - Y_t) =$	45013	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	576718	cm <sup>4</sup>	Cadute di tensione			
Modulo resistenza sup	Ws' =	37753	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	208	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	39169	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento $(2.8+3 \times (2.8-2.2))\% \sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	59	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x $(1-2.5 \times (Flu+Rit)/\sigma_{spi}) =$		30	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1005	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
Sezione ideale totale	Ac" =	15898	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	35,7	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	9679405	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	236767	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	-1683862	cm <sup>3</sup>	perdite	24	90	173
Modulo resistenza inf.	Wi" =	270765	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 25 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	7814 cmq
peso proprio	0	216898,1412		0,57	-0,55	Ws' =	37753 cm <sup>3</sup>
precompressione	682796	0		8,74	8,74	Wi' =	39169 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-12892	0		-0,16	-0,16		
<b>totale fase 0</b>	<b>669905</b>	<b>216898</b>		<b>9,15</b>	<b>8,02</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	169021,125		0,45	-0,43		
caduta di tensione	-47615	0		-0,61	-0,61		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>622290</b>	<b>385919</b>		<b>8,99</b>	<b>6,98</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	15898 cmq
carico permanente	0	1279688	0,54	-0,08	-0,47	Wss" =	236767 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	213281	0,09	-0,01	-0,08	Ws" =	-1683862 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>622290</b>	<b>1878888</b>	<b>0,63</b>	<b>8,90</b>	<b>6,43</b>	Wi" =	270765 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-91613	2530052	0,49	-0,73	-1,51		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>530677</b>	<b>4408940</b>	<b>1,12</b>	<b>8,17</b>	<b>4,92</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

### 3.3 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI

#### 3.3.1 Verifica delle deformazioni nello SLER

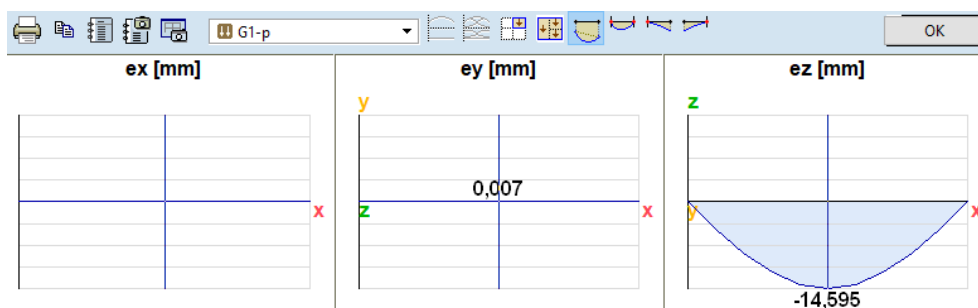
Si conduce una verifica allo Stato Limite di Servizio per la deformazione dell'impalcato. Per la precompressione, per le azioni permanenti e per le azioni variabili, si assumono nelle combinazioni di carico allo stato limite di deformazione i coefficienti  $\gamma_p = \gamma_g = \gamma_q = 1$ .

##### 3.3.1.1 CRITERIO DI CALCOLO DEGLI SPOSTAMENTI

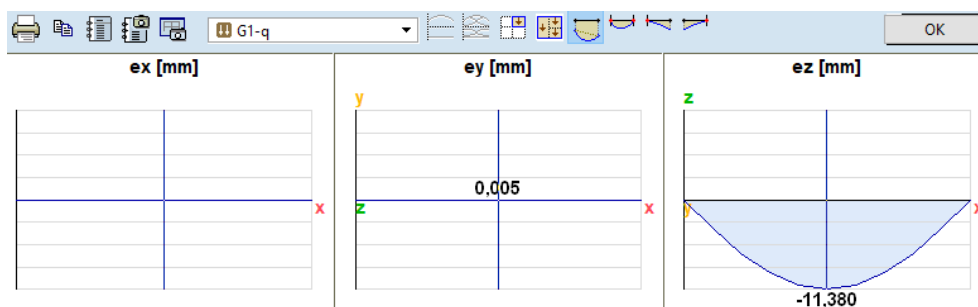
###### 3.3.1.1.1 Calcolo delle frecce nelle diverse ipotesi

- fase 1

###### G1-1 – peso proprio lastra

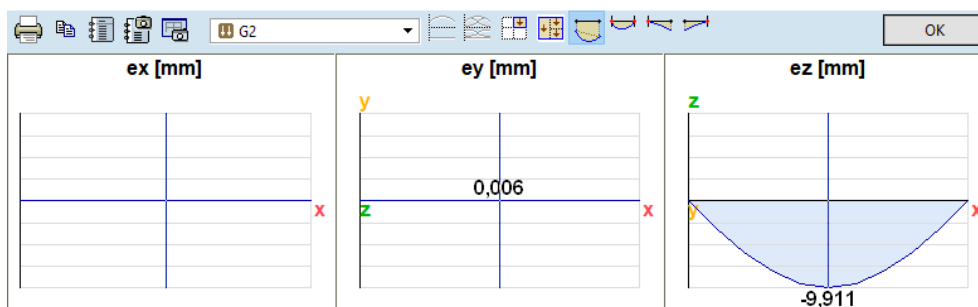


###### G1-2 – peso getto di completamento soletta



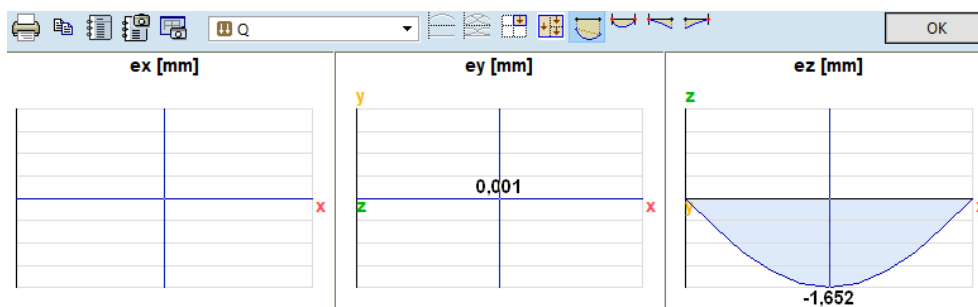
###### fase 2 schema iperstatico

###### G2 – sovraccarico permanente





## Q – carichi



### $\varepsilon I, \varepsilon 2$ – Precompressione

$$e_z = M_p I^2 / [4 \cdot E \cdot I]$$

48	n° trefoli 0,6"	Ec	36416,1	N/mm <sup>2</sup>
1,39	area trefolo cm <sup>2</sup>			
16,90	Y <sub>gi</sub> [cm] da intradosso - baricentro sezione iniziale			
7,69	Y <sub>gi</sub> [cm] da intradosso - baricentro trefoli			
34,05	Y <sub>gt</sub> [cm] da intradosso - baricentro sezione finale			
1198473,20	J <sub>ci</sub> [cm <sup>4</sup> ] - Momento di inerzia iniziale - sezione lastra omogeneizzata			
4650669,52	J <sub>ct</sub> [cm <sup>4</sup> ] - Momento di inerzia finale - sezione omogeneizzata completa del getto di soletta			

Trave	L	Tensioni		N <sub>pi</sub>	M <sub>pi</sub>	I <sub>i</sub>	e <sub>zp</sub>
	m	Mpa		kN	kNm	cm <sup>4</sup>	mm
A1-B250	13,90	tensione iniziale nei trefoli	1292,7	8624,8	794,2	1198473,2	-43,95
		perdite a tempo iniziale:	-24,4	-162,8	-15,0	1198473,2	1,66
		perdite al getto della soletta:	-90,1	-601,5	-55,4	1198473,2	6,13
		perdite a tempo finale	-173,4	-1157,2	-305,1	4650669,5	8,70
		<b>e<sub>z,p</sub> finale</b>					<b>-27,46</b>

### 3.3.1.1.2 Verifica delle deformazioni nel SLE R

Per la precompressione, per le azioni permanenti e per le azioni variabili, si assumono nelle combinazioni di carico allo stato limite di deformazione i coefficienti  $\gamma_p = \gamma_g = \gamma_q = 1$ .

Fase 0: rilascio della precompressione

Deformazione in mezzzeria della lastra per peso proprio e precompressione:  $\eta_0$

Fase 1: getto della soletta integrativa

Deformazione in mezzzeria della lastra per peso proprio, precompressione + getto:  $\eta_1$

Fase 2: carichi permanenti

Deformazione in mezzzeria:  $\eta_2$

Fase 3: carichi mobili massimi

Deformazione totale massima in mezzzeria:  $\eta_3 = 0.1$  mm

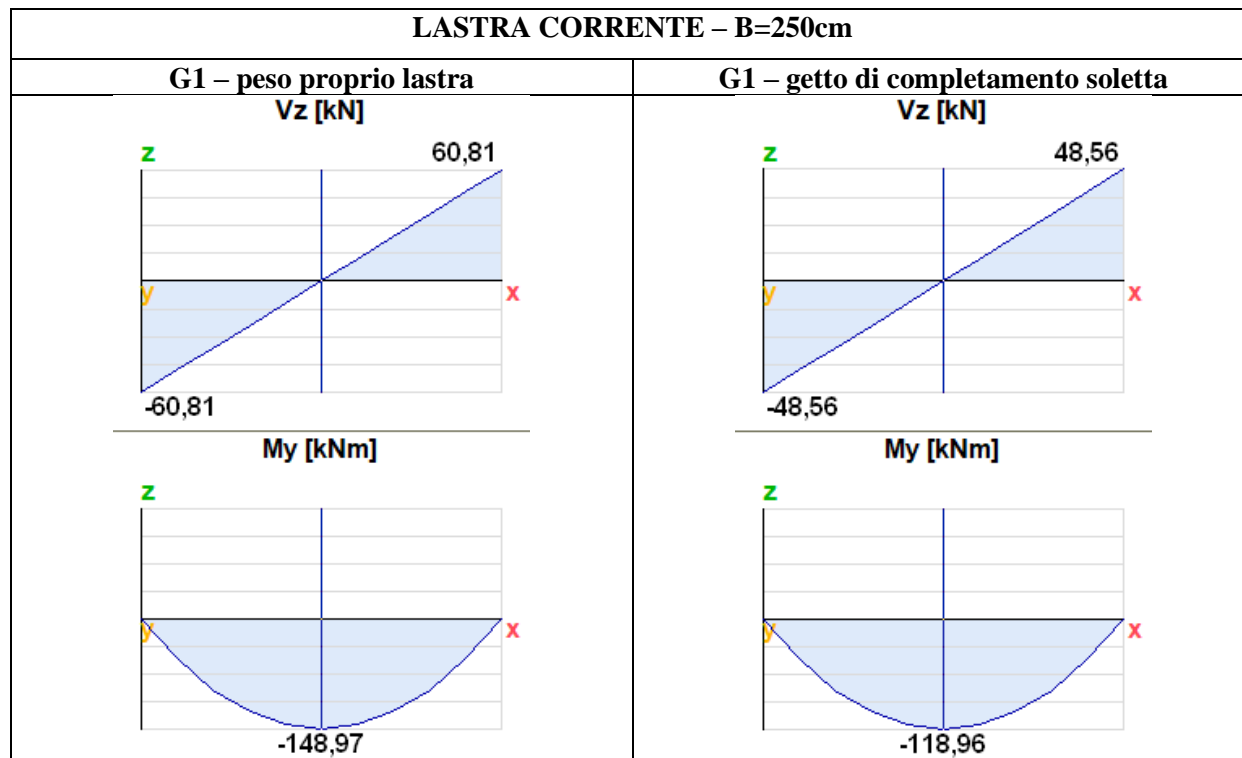
Ipotesi	G1-1	e <sub>z,p</sub>	G1-2	G2	Q1
Trave	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A1-B250	14,595	-27,460	11,38	9,911	1,652

$\eta_0$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
-27,7	-10,2	8,4	10,1

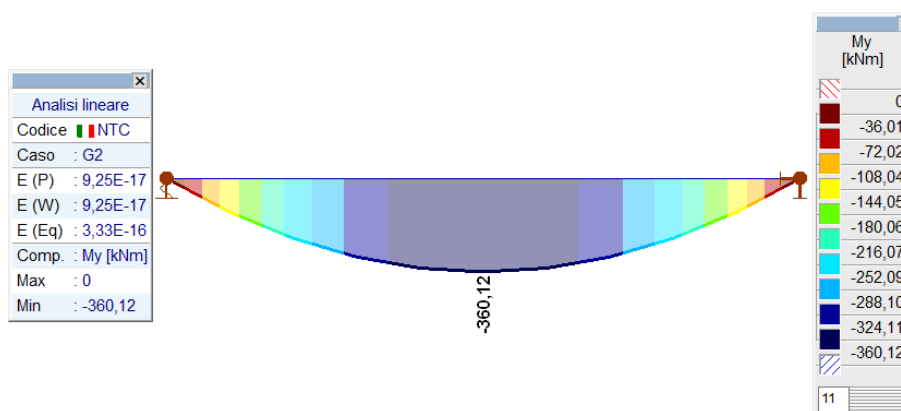
MAX SLE	L / e <sub>z</sub> (Q1)
[mm]	[-]
10,1	8414

### 3.3.2 Tegoli precompressi – tipo B2

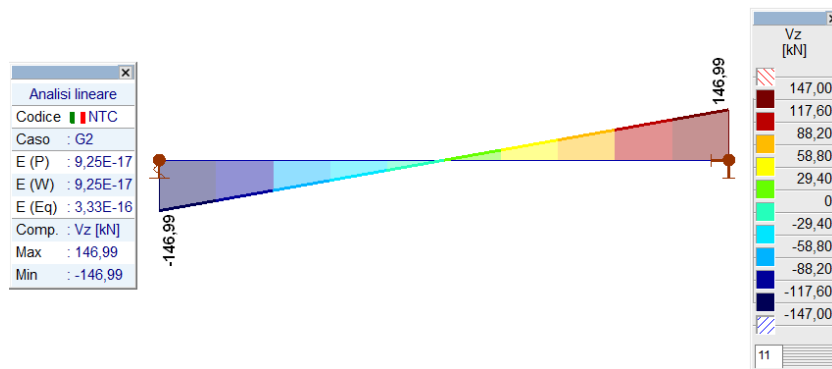
#### 3.3.2.1 Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase iniziale (Luce di calcolo 9.60 m)



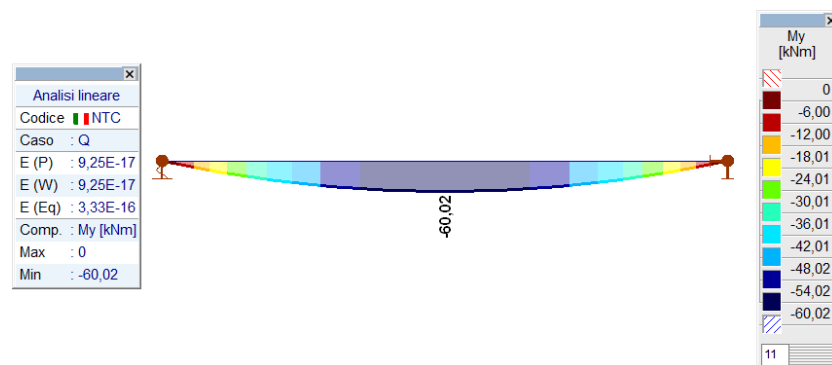
#### 3.3.2.2 Sollecitazioni di calcolo per ciascun carico – Fase finale



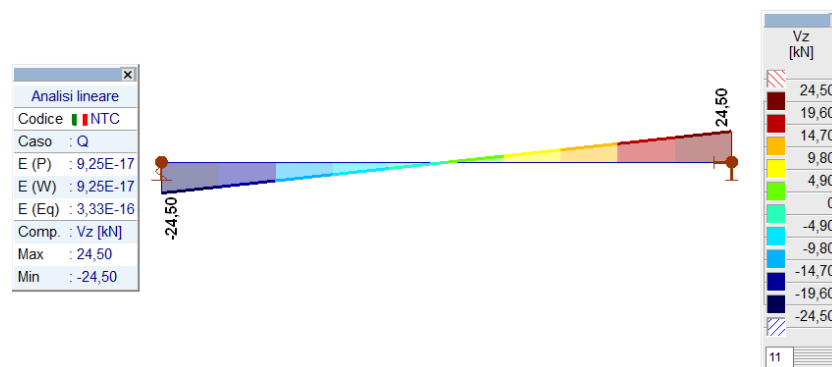
[I], Lineare, G2, My, Diagramma con retino, Vista frontale



[I], Lineare, G2, Vz, Diagramma con retino, Vista frontale



[I], Lineare, Q, My, Diagramma con retino, Vista frontale



[I], Lineare, Q, Vz, Diagramma con retino, Vista frontale

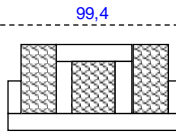
#### ▪ $\epsilon I$ – Precompressione

Tipo acciaio armonico: trefolo 0.6" stabilizzato; i trefoli vengono sistemati su 6 livelli come schema sotto:

Caratteristiche geometriche della sezione corrente, entità della precompressione e delle perdite:

### 3.3.3 ANALISI DELLE LASTRE PRECOMPRESSE IN PRIMA FASE ED ANALISI DELLA PRECOMPRESSIONE

#### 3.3.3.1 Caratteristiche geometriche, carichi e precompressione

<b>Borsa - Ampliamento Nord - Lp = 9,80m</b>									
luce netta	9,30	m	lunghezza testate:	0,3	m				
altezza	65	cm	spessore testate:	30	cm				
			distanza testate:	9,80	m				
24 trefoli 0.6"	tesatura N =	480	tonn.						
peso lastra: P =	122	kN	Qg' =	496	daN/mq				
						15			
						5			
						15			
						21			
						9			
							250		
							getto integrativo		
							Rck =	400	kg/cmq
							Ec =	336428	kg/cmq
							Ea =	2000000	kg/cmq
							n =	0,92	
							Qg" =	396	kg/mq
<b>TRAVE PAC MID</b> 65 (50+15) 1a fase trave Luce di calcolo: 10,10 m 9,60 Rck-Rckj = 550 400 Carico permanente: 3000 kg/mq Ec-Ecj = 364161 336428 Carico variabile equiv.: 500 kg/mq Ea = 2000000 kg/cmq n = 5,5 5,9 vincoli di estremità 0 0 = in appoggio; 1 = semincastro; 2 = incastro Qg" = 396 kg/mq									

#### Precompressione

Tipo acciaio armonico: trefolo 0.6" stabilizzato.

Numero trefoli: 24

I trefoli vengono sistemati su 3 livelli:

- n° 16 trefoli a 60 mm dall'intradosso soletta;
- n° 4 trefoli a 105 mm dall'intradosso soletta;
- n° 4 trefoli a 150 mm dall'intradosso soletta;

Caratteristiche geometriche della sezione corrente, entità della precompressione e delle perdite:

geometria della trave di solo calcestruzzo		
Altezza lastra	Ht =	50 cm
Larghezza totale	b =	250 cm
Sezione lastra	Ac =	4519 cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7 cm
Momento di inerzia	Jc =	1161888 cm <sup>4</sup>

sezione lastra omogeneizzata		
Altezza lastra	Ht =	50 cm
Sezione ideale lastra	Ac' =	4718 cmq
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,3 cmq
Momento di inerzia id.	Jc' =	1178869 cm <sup>4</sup>
Modulo resistenza sup	Ws' =	36058 cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza inf.	Wi' =	68116 cm <sup>3</sup>

sezione omogeneizzata completa del getto di soletta		
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92
Altezza lastra	Ht =	50 cm
Spessore soletta	Hs =	15 cm
Sezione ideale totale	Ac" =	8699 cmq
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,7 cm
Momento di inerzia tot	Jc" =	4503758 cm <sup>4</sup>
Modulo resistenza sol.	Wss" =	160693 cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza sup	Ws" =	293644 cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza inf.	Wi" =	129932 cm <sup>3</sup>

precompressione			
Tensione trefoli a tempo infinito:	σspf =	1141	Mpa
Sezione trefoli	24	da 0.6"	33,4 cmq
Baricentro da intradosso			8,3 cmq
precompressione			
Tensione iniziale di tesatura	σspt =	1440	Mpa
Perdita di tensione al martinetto 3%	Δσspm =	43	Mpa
Perdita per accorciamento elastico	Δσspe =	54	MPa
Tensione iniziale nei trefoli	σspi =	1343	Mpa
Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	σspi x Ai =	4479	kN
momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		40563	kNcm

Cadute di tensione			
Fluage	2 x Δσspe =	108	Mpa
Ritiro εr = 0,00025	εr x Ep =	50	Mpa
Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))%σspi	0.046 σspi =	62	Mpa
Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/σspi) =		44	MPa
Tensione finale nei trefoli	σspf =	1141	MPa

suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Fluage	0	33%	67%
Rilassam.	40%	30%	30%
Ritiro	25%	25%	50%
perdite	30	61	111

### 3.3.3.2 Verifiche allo S.L.U.

#### Verifiche allo S.L.U. per flessione in mezzzeria

La verifica viene eseguita sulla sezione equivalente a rettangoli sovrapposti, costituita dal sistema lastra+soletta. Le dimensioni dei getti in opera vengono ridotti del coefficiente di omogeneizzazione 0.92 ( $E_{c,soletta}/E_{c,lastra}$ ).

$$M_{Ed} = \gamma_{G1}M_{G1} + \gamma_{G2}M_{G2} + \gamma_Q M_Q$$

con:  $\gamma_{G1} = 1,3$   $\gamma_{G2} = 1,50$   $\gamma_Q = 1,50$

G1-p	G1-g	G2	Q	SLU
kNm	kNm	kNm	kNm	kNm
148,97	118,96	360,12	60,02	<b>978,52</b>

**Titolo :**

N° figure elementari **5** Zoom N° strati barre **0** Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	230	15
2	128	5
3	62	15
4	53,4	21
5	250	9

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

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

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

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Cavo snervato

**Materiali**  
B450C C30/37  
ε<sub>su</sub> **67,5** ‰ ε<sub>c2</sub> **2** ‰  
f<sub>yd</sub> **391,3** N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> **3,5** ‰  
E<sub>s</sub> **200.000** N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> **17** ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> **15** f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> **0,8** [?]  
ε<sub>syd</sub> **1,957** ‰ σ<sub>c,adm</sub> **11,5** N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s,adm</sub> **255** N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> **0,6933**  
τ<sub>c1</sub> **2,029**

**M** xRd **2.513** kNm  
σ<sub>c</sub> **-17** N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub> **0** N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub> **3,5** ‰  
ε<sub>s</sub> **0** ‰  
d **59** cm  
x **15,87** x/d **0,269**  
δ **0,7763**

**Tipo Sezione**  
☐ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☒ Rettangoli ☐ Coord.  
☐ DXF

**Armatura Precompressione**  
N° strati cavi **3** Zoom

N°	As [cm.]	d [cm]	σ <sub>sp</sub> [MPa]
1	22,2	59	1140,5
2	5,6	54,5	1140,5
3	5,6	50	1140,5

**Tipo cavo**  
Trefolo  
ε<sub>su</sub> **67,5** ‰  
f<sub>yd</sub> **1.500** N/mm<sup>2</sup>  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> **6**  
ε<sub>syd</sub> **7,5** ‰  
σ<sub>s,adm</sub> **1080** N/mm<sup>2</sup>

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

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

σ<sub>sp</sub> **1.500** N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>sp</sub> **15,21** ‰ compresa predef.

$M_{Rd} = 2513 \text{ kNm} > M_{Ed} = 978,52 \text{ kNm} \Rightarrow$  verifica soddisfatta

### 3.3.3.3 Verifiche allo S.L.U. per taglio

Taglio sollecitante ultimo:

$$V_{Ed}: \gamma_{G1}V_{G1} + \gamma_{G2}V_{G2} + \gamma_QV_Q$$

$$\text{con: } \gamma_{G1} = 1,35 \quad \gamma_{G2} = 1,5 \quad \gamma_Q = 1,35$$

Il momento torcente, dovuto solo a disuniformità dei carichi permanenti portati e ad eventuale presenza di carichi mobili, rappresenta una sollecitazione minore e non essenziale all'equilibrio della struttura; viene pertanto trascurata.

d - fase 2	d - fase 1	G1-p	G1-g	G2	Q	SLU
<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN</i>	<i>kN/mq</i>	<i>kN</i>
0,25	0	60,81	48,56	146,99	24,50	<b>399,42</b>
0,55	0,3	57,08	45,58	130,49	21,75	<b>361,82</b>
1,3	1,0	48,40	38,65	107,99	18,00	<b>302,15</b>
1,8	1,5	42,19	33,69	92,99	15,50	<b>261,38</b>
2,3	2,0	35,99	28,74	77,99	13,00	<b>220,63</b>

<b>Caratteristiche Calcestruzzo:</b>		
Classe di resistenza :		<b>C45/55</b>
Resistenza caratt. :	$R_{ck} =$	<b>55 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Coefficienti di sicurezza e parametri di riduzione della resistenza:</b>		
Coeff. di sicurezza :	$\gamma_c =$	<b>1,50</b>
Coeff. di sic. addizionale per compressione centrata:	$\eta_{cc} =$	<b>1,25</b>
Coeff. riduttivo per rottura a termine :	$\beta =$	<b>0,85</b>
<b>Resistenze di calcolo:</b>		
Res. caratt. a compressione:	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} =$	<b>45,65 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a compressione di calcolo:	$f_{cd} = \beta \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	<b>25,87 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. media. a compressione:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 =$	<b>53,65 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione media di progetto:	$f_{ctm} = 0,30 f_{cm}^{2/3} =$	<b>3,83 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione caratt. di progetto:	$f_{ctk} = 0,70 f_{ctm} =$	<b>2,68 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. tangenziale caratt. di aderenza di progetto:	$f_{bk} = 2,25 f_{ctk} =$	<b>6,04 N/mm<sup>2</sup></b>
Res. a trazione di calcolo:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	<b>1,79 N/mm<sup>2</sup></b>
<b>Acciaio per cemento armato:</b>		
Classe dell'acciaio :		<b>B450C</b>
Coeff. di sicurezza :	$\gamma_s =$	<b>1,15</b>
<b>Resistenze di calcolo:</b>		
Tensione carat. di snervamento:	$f_{yk} =$	<b>450 N/mm<sup>2</sup></b>
Resistenza di calcolo:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	<b>391,3 N/mm<sup>2</sup></b>

Sezione di testa x = 0,25m - fase 2 / 0m - fase 1 - precompressione non ancora attiva

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	2500 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	8730,6 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	399,4 kN
	ls =	35,53%

Sezione di testa x = 0,55m - fase 2 / 0,3m - fase 1

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	1280 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	4470,0 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	361,8 kN
	ls =	32,19%

Sezione di testa x = 1,25m - fase 2 / 1m - fase 1

altezza utile	d	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub>	534 mm
<b>Armature resistenti per le verifiche a taglio :</b>		
Diametro, numero bracci, passo medio, inclinazione, area resistente e rapporto di armatura :		
Armature resistenti a taglio	n <sub>brwi</sub> [-]	Φ <sub>wi</sub> [mm] S <sub>wi</sub> [cm]
staffe/molle:	4	10 7,5
tralicci	6	6 15
	A <sub>sw1</sub> =	3,14 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw2</sub> =	1,70 cm <sup>2</sup>
	A <sub>sw</sub> =	4,84 cm <sup>2</sup>
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_c \cdot \text{ctg}\theta / (1 + \text{ctg}^2\theta) =$	1864,8 kN
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot (A_{sw}/s) \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg}\theta =$	1124,1 kN
	V <sub>Rd</sub> =	1124,1 kN
	V <sub>Sd</sub> =	302,2 kN
	ls =	26,88%

Sezione di testa x = 1,75m - fase 2 / 1,5m - fase 1 - sezione precompressa

altezza utile	d =	600 mm
base equivalente	b <sub>w</sub> =	534 mm
	f <sub>ctd</sub> =	1,79 MPa
	N <sub>p</sub> =	380471 daN
	A <sub>c</sub> =	6072 cm <sup>2</sup>
	σ <sub>cp</sub> = N <sub>p</sub> / A <sub>c</sub> =	6,27 MPa
	V <sub>Rd</sub> = 0.7 · d · b <sub>w</sub> · (f <sub>ctd</sub> <sup>2</sup> + σ <sub>cp</sub> · f <sub>ctd</sub> ) <sup>1/2</sup> =	912,0 kN
	V <sub>Sd</sub> =	261,4 kN
	l <sub>s</sub> =	28,66%

### 3.3.3.4 Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio

Si verifica lo stato tensionale dell'armatura longitudinale inferiore all'appoggio che garantisce il funzionamento del modello a traliccio in quella zona del manufatto, soggetta alla forza concentrata rappresentata dalla reazione dell'appoggio.

La verifica viene eseguita nelle ipotesi che lo sforzo longitudinale inferiore sia pari al taglio e che tale sforzo sia mitigato dalla presenza dello sforzo di compressione longitudinale esercitato dai trefoli attivi (non inguainati).

Per valutare la compressione data dai trefoli si ipotizza una legge lineare di trasferimento del carico dai trefoli al calcestruzzo per una lunghezza di 75 cm a partire dalla testata della trave, per cui all'appoggio la precompressione è ancora molto bassa. Si adotta prudenzialmente un coefficiente riduttivo per tale compressione pari a 0.7.

Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio – fase 1:

Verifiche allo S.L.U. armatura all'appoggio

Taglio totale di calcolo	V <sub>Ed</sub> =	399,4 kN
Numero di trefoli attivi	24	Tensione finale trefoli = 1141 MPa
		Compressione totale = 603,68 kN
		< V <sub>Ed</sub>
L'armatura longitudinale	n <sub>i</sub>	Φ <sub>i</sub>
	[-]	[mm]
si predispongono ad testata	4	24
	A <sub>s</sub> =	18,10 cm <sup>2</sup>
	A <sub>s t</sub> =	18,10 cm <sup>2</sup>
	V <sub>Rd</sub> = A <sub>s</sub> x f <sub>yd</sub> =	708,1 kN
	l <sub>s</sub> =	56,41%

Si predispongono ad ogni testata di trave 4 forche Ø24



### 3.3.3.5 Verifiche SLE – verifica delle tensioni

Tensioni iniziali nel calcestruzzo

$$\sigma_c < 0,70 f_{ckj},$$

essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro.

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

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} - \text{per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} - \text{per combinazione quasi permanente.}$$

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali  $\sigma_c$  prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:  $\sigma_c < 0,90 f_{ckj}$ .

Tensioni limite per gli acciai da precompressione

$$\sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} \quad \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} - \text{per armatura pre-tesa.}$$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione di mezzeria

geometria della trave di solo calcestruzzo			
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Larghezza totale	b =	250	cm
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>

sezione lastra omogeneizzata			
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Sezione ideale lastra	Ac' =	4718	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,3	cmq
Momento di inerzia id.	Jc' =	1178869	cm <sup>4</sup>
Modulo resistenza sup	Ws' =	36058	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza inf.	Wi' =	68116	cm <sup>3</sup>

sezione omogeneizzata completa del getto di soletta			
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92	
Altezza lastra	Ht =	50	cm
Spessore soletta	Hs =	15	cm
Sezione ideale totale	Ac" =	8699	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,7	cm
Momento di inerzia tot	Jc" =	4503758	cm <sup>4</sup>
Modulo resistenza sol.	Wss" =	160693	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza sup	Ws" =	293644	cm <sup>3</sup>
Modulo resistenza inf.	Wi" =	129932	cm <sup>3</sup>

precompressione			
Tensione trefoli a tempo infinito:	σspf =	1141	Mpa
Sezione trefoli	24	da 0.6")	33,4 cmq
Baricentro da intradosso		8,3	cmq
precompressione			
Tensione iniziale di tesatura	σspt =	1440	Mpa
Perdita di tensione al martinetto 3%	Δσspm =	43	Mpa
Perdita per accorciamento elastico	Δσspe =	54	MPa
Tensione iniziale nei trefoli	σspi =	1343	Mpa
Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	σspi x Ai =	4479	kN
momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		40563	kNcm

Cadute di tensione			
Fluage	2 x Δσspe =	108	Mpa
Ritiro εr = 0,00025	εr x Ep =	50	Mpa
Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))%σspi	0.046 σspi =	62	Mpa
Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/σspi) =		44	MPa
Tensione finale nei trefoli	σspf =	1141	MPa

suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Fluage	0	33%	67%
Rilassam.	40%	30%	30%
Ritiro	25%	25%	50%
perdite	30	61	111

Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio **x = 505 cm**

fase 0 [Mpa]	N	M	σss	σs	σi	Ac' =	Ws' =	Wi' =
peso proprio	0	1429713,486		3,96	-2,10	4718 cmq	36058 cm <sup>3</sup>	68116 cm <sup>3</sup>
precompressione	447876	-4056307		-1,76	15,45			
caduta di tensione	-9979	90375		0,04	-0,34			
<b>totale fase 0</b>	<b>437897</b>	<b>-2536218</b>		<b>2,25</b>	<b>13,01</b>			
fase 1 [Mpa]	N	M	σss	σs	σi			
getto integrativo	0	1141171,2		3,16	-1,68			
caduta di tensione	-20470	185393		0,08	-0,71			
<b>totale fase 0+1</b>	<b>417427</b>	<b>-1209653</b>		<b>5,49</b>	<b>10,62</b>			
fase 2 [Mpa]	N	M	σss	σs	σi	Ac" =	Wss" =	Ws" =
carico permanente	0	9563438	5,95	3,26	-7,36	8699 cmq	160693 cm <sup>3</sup>	293644 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	1593906	0,99	0,54	-1,23			
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>417427</b>	<b>9947690</b>	<b>6,94</b>	<b>9,29</b>	<b>2,04</b>			
fase 3 [Mpa]	N	M	σss	σs	σi			
caduta di tensione	-36946	975829	0,18	-0,09	-1,18			
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>380482</b>	<b>10923519</b>	<b>7,13</b>	<b>9,20</b>	<b>0,86</b>			

La sezione è sempre compressa

σ lastra < 0.6 f<sub>ck</sub> = 27.4 MPa

σ getto in opera < 0.6 f<sub>ck</sub> = 22.4 MPa

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 4,00m dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1141	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	24 da 0.6")	33,4	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		8,3	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	54	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1343	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4718	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	4479	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,3	cmq	momento in. di precomp.: M0 =	$N_0 \times (Y_p - Y_t) =$	40563	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	1178869	cm <sup>4</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza sup	Ws' =	36058	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	108	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	68116	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	62	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		44	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1141	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Sezione ideale totale	Ac" =	8699	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,7	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	4503758	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	160693	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	293644	cm <sup>3</sup>	perdite	30	61	111
Modulo resistenza inf.	Wi" =	129932	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 400 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4718 cmq
peso proprio	0	1361299,462		3,78	-2,00	Ws' =	36058 cm <sup>3</sup>
precompressione	447876	-4056307		-1,76	15,45	Wi' =	68116 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-9979	90375		0,04	-0,34		
<b>totale fase 0</b>	<b>437897</b>	<b>-2604632</b>		<b>2,06</b>	<b>13,11</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	1086564,375		3,01	-1,60		
caduta di tensione	-20470	185393		0,08	-0,71		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>417427</b>	<b>-1332674</b>		<b>5,15</b>	<b>10,80</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8699 cmq
carico permanente	0	9150000	5,69	3,12	-7,04	Wss" =	160693 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	1525000	0,95	0,52	-1,17	Ws" =	293644 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>417427</b>	<b>9342326</b>	<b>6,64</b>	<b>8,79</b>	<b>2,59</b>	Wi" =	129932 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-36946	975829	0,18	-0,09	-1,18		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>380482</b>	<b>10318155</b>	<b>6,83</b>	<b>8,70</b>	<b>1,41</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 2,85 dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1141	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	24 da 0.6")	33,4	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		8,3	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm				
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	54	MPa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4718	cmq	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1343	Mpa
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,3	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	4479	kN
Momento di inerzia id.	Jc' =	1178869	cm <sup>4</sup>	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		40563	kNcm
Modulo resistenza sup	Ws' =	36058	cm <sup>3</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza inf.	Wi' =	68116	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	108	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	62	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		44	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1141	MPa
Sezione ideale totale	Ac" =	8699	cmq	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,7	cm	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Momento di inerzia tot	Jc" =	4503758	cm <sup>4</sup>	Fluage	0	33%	67%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	160693	cm <sup>3</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sup	Ws" =	293644	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza inf.	Wi" =	129932	cm <sup>3</sup>	perdite	30	61	111
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 285 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4718 cmq
peso proprio	0	1129374,369		3,13	-1,66	Ws' =	36058 cm <sup>3</sup>
precompressione	447876	-4056307		-1,76	15,45	Wi' =	68116 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-9979	90375		0,04	-0,34		
<b>totale fase 0</b>	<b>437897</b>	<b>-2836557</b>		<b>1,42</b>	<b>13,45</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	901446		2,50	-1,32		
caduta di tensione	-20470	185393		0,08	-0,71		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>417427</b>	<b>-1749718</b>		<b>4,00</b>	<b>11,42</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8699 cmq
carico permanente	0	7748438	4,82	2,64	-5,96	Wss" =	160693 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	1291406	0,80	0,44	-0,99	Ws" =	293644 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>417427</b>	<b>7290126</b>	<b>5,63</b>	<b>7,07</b>	<b>4,46</b>	Wi" =	129932 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-36946	975829	0,18	-0,09	-1,18		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>380482</b>	<b>8265955</b>	<b>5,81</b>	<b>6,98</b>	<b>3,28</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 2,00m dall'asse appoggio

<b>geometria della trave di solo calcestruzzo</b>				<b>precompressione</b>			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1141	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	24 da 0.6")	33,4	cmq
Sezione lastra	Ac =	4519	cmq	Baricentro da intradosso		8,3	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	17,7	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	1161888	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	54	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1343	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4718	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	4479	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	17,3	cmq	momento in. di precomp.: M0 =	$N_0 \times (Y_p - Y_t) =$	40563	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	1178869	cm <sup>4</sup>	<b>Cadute di tensione</b>			
Modulo resistenza sup	Ws' =	36058	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	108	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	68116	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento $(2.8+3 \times (2.8-2.2))\% \sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	62	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x $(1-2.5 \times (Flu+Rit)/\sigma_{spi}) =$		44	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1141	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	<b>suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi</b>			
Sezione ideale totale	Ac" =	8699	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,7	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	4503758	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	160693	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	293644	cm <sup>3</sup>	perdite	30	61	111
Modulo resistenza inf.	Wi" =	129932	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 200 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4718 cmq
peso proprio	0	852460,4609		2,36	-1,25	Ws' =	36058 cm <sup>3</sup>
precompressione	447876	-4056307		-1,76	15,45	Wi' =	68116 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-9979	90375		0,04	-0,34		
<b>totale fase 0</b>	<b>437897</b>	<b>-3113471</b>		<b>0,65</b>	<b>13,85</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	680418,375		1,89	-1,00		
caduta di tensione	-20470	185393		0,08	-0,71		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>417427</b>	<b>-2247659</b>		<b>2,61</b>	<b>12,15</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8699 cmq
carico permanente	0	6075000	3,78	2,07	-4,68	Wss" =	160693 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	1012500	0,63	0,34	-0,78	Ws" =	293644 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>417427</b>	<b>4839841</b>	<b>4,41</b>	<b>5,03</b>	<b>6,69</b>	Wi" =	129932 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-36946	975829	0,18	-0,09	-1,18		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>380482</b>	<b>5815670</b>	<b>4,59</b>	<b>4,94</b>	<b>5,52</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 1,15m dall'asse appoggio

geometria della trave di solo calcestruzzo				precompressione			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1141	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	24 da 0.6")	33,4	cmq
Sezione lastra	Ac =	3872	cmq	Baricentro da intradosso		8,3	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	13,1	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	576410	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	54	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1343	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4071	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	4479	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	12,9	cmq	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		20720	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	580872	cm <sup>4</sup>	Cadute di tensione			
Modulo resistenza sup	Ws' =	18082	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	108	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	45112	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	62	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		44	MPa
Altezza lastra	Ht=	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1141	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
Sezione ideale totale	Ac" =	8514	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	34,6	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	4493794	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	159796	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	430426	cm <sup>3</sup>	perdite	30	61	111
Modulo resistenza inf.	Wi" =	130030	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 115 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4071 cmq
peso proprio	0	485879,1926		2,69	-1,08	Ws' =	18082 cm <sup>3</sup>
precompressione	447876	-2072024		-0,46	15,60	Wi' =	45112 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-9979	46165		0,01	-0,35		
<b>totale fase 0</b>	<b>437897</b>	<b>-1539980</b>		<b>2,24</b>	<b>14,17</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	387819,9		2,14	-0,86		
caduta di tensione	-20470	94702		0,02	-0,71		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>417427</b>	<b>-1057458</b>		<b>4,41</b>	<b>12,60</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	8514 cmq
carico permanente	0	3859688	2,42	0,90	-2,97	Wss" =	159796 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	643281	0,40	0,15	-0,49	Ws" =	430426 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>417427</b>	<b>3445511</b>	<b>2,82</b>	<b>5,45</b>	<b>9,14</b>	Wi" =	130030 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-36946	972028	0,17	-0,21	-1,18		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>380482</b>	<b>4417539</b>	<b>2,99</b>	<b>5,24</b>	<b>7,95</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 0,45m dall'asse appoggio

geometria della trave di solo calcestruzzo				precompressione			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1141	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	24 da 0.6")	33,4	cmq
Sezione lastra	Ac =	4757	cmq	Baricentro da intradosso		8,3	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	12,4	cm				
Momento di inerzia	Jc =	374155	cm <sup>4</sup>	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	54	MPa
Sezione ideale lastra	Ac' =	4956	cmq	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1343	Mpa
Baricentro da intrad.	Ygc' =	12,2	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	4479	kN
Momento di inerzia id.	Jc' =	377443	cm <sup>4</sup>	momento in. di precomp.: M0 = N0 x (Yp-Yt) =		17868	kNcm
Modulo resistenza sup	Ws' =	21252	cm <sup>3</sup>				
Modulo resistenza inf.	Wi' =	30838	cm <sup>3</sup>				
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Cadute di tensione			
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Fluage	2 x $\Delta\sigma_{spe} =$	108	Mpa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	0.046 $\sigma_{spi} =$	62	Mpa
Sezione ideale totale	Ac" =	10785	cmq	Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		44	MPa
Baricentro da intrad.	Ygc" =	38,5	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1141	MPa
Momento di inerzia tot	Jc" =	8241627	cm <sup>4</sup>	suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
Modulo resistenza sol.	Wss" =	214996	cm <sup>3</sup>	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Modulo resistenza sup	Ws" =	-968898	cm <sup>3</sup>	Fluage	0	33%	67%
Modulo resistenza inf.	Wi" =	214034	cm <sup>3</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
				Ritiro	25%	25%	50%
				perdite	30	61	111
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				x =	45	cm	
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	4956 cmq
peso proprio	0	116660,6491		0,55	-0,38	Ws' =	21252 cm <sup>3</sup>
precompressione	447876	-1786794		0,63	14,83	Wi' =	30838 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-9979	39810		-0,01	-0,33		
<b>totale fase 0</b>	<b>437897</b>	<b>-1630323</b>		<b>1,16</b>	<b>14,12</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	93116,4		0,44	-0,30		
caduta di tensione	-20470	81665		-0,03	-0,68		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>417427</b>	<b>-1455541</b>		<b>1,57</b>	<b>13,14</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	10785 cmq
carico permanente	0	1628438	0,76	-0,17	-0,76	Wss" =	214996 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	271406	0,13	-0,03	-0,13	Ws" =	-968898 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>417427</b>	<b>444303</b>	<b>0,88</b>	<b>1,38</b>	<b>12,26</b>	Wi" =	214034 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-36946	1117835	0,18	-0,46	-0,86		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>380482</b>	<b>1562138</b>	<b>1,06</b>	<b>0,92</b>	<b>11,39</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{lastra} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{getto \text{ in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$

## Verifiche SLE – stato di tensione sezione a 0,25m dall'asse appoggio

geometria della trave di solo calcestruzzo				precompressione			
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione trefoli a tempo infinito:	$\sigma_{spf} =$	1141	Mpa
Larghezza totale	b =	250	cm	Sezione trefoli	24 da 0.6")	33,4	cmq
Sezione lastra	Ac =	7500	cmq	Baricentro da intradosso		8,3	cmq
Baricentro da intrad.	Ygc =	15,0	cm	Tensione iniziale di tesatura	$\sigma_{spt} =$	1440	Mpa
Momento di inerzia	Jc =	562500	cm <sup>4</sup>	Perdita di tensione al martinetto 3%	$\Delta\sigma_{spm} =$	43	Mpa
<b>sezione lastra omogeneizzata</b>				Perdita per accorciamento elastico	$\Delta\sigma_{spe} =$	54	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione iniziale nei trefoli	$\sigma_{spi} =$	1343	Mpa
Sezione ideale lastra	Ac' =	7698	cmq	Sforzo iniziale di precomp.: N0 =	$\sigma_{spi} \times A_i =$	4479	kN
Baricentro da intrad.	Ygc' =	14,8	cmq	momento in. di precomp.: M0 =	$N_0 \times (Y_p - Y_t) =$	29453	kNcm
Momento di inerzia id.	Jc' =	571303	cm <sup>4</sup>	Cadute di tensione			
Modulo resistenza sup	Ws' =	37650	cm <sup>3</sup>	Fluage	$2 \times \Delta\sigma_{spe} =$	108	Mpa
Modulo resistenza inf.	Wi' =	38534	cm <sup>3</sup>	Ritiro $\epsilon_r = 0,00025$	$\epsilon_r \times E_p =$	50	Mpa
<b>sezione omogeneizzata completa del getto di soletta</b>				Rilassamento (2.8+3x(2.8-2.2))% $\sigma_{spi}$	$0.046 \sigma_{spi} =$	62	Mpa
E(getto)/E(lastra)	n" =	0,92		Rilassamento ridotto Ril x (1-2.5x(Flu+Rit)/ $\sigma_{spi}$ ) =		44	MPa
Altezza lastra	Ht =	50	cm	Tensione finale nei trefoli	$\sigma_{spf} =$	1141	MPa
Spessore soletta	Hs =	15	cm	suddivisione delle cadute di tensione nelle varie fasi			
Sezione ideale totale	Ac" =	15782	cmq	Mpa	al taglio dei trefoli	al getto della soletta	a tempo infinito
Baricentro da intrad.	Ygc" =	36,0	cm	Fluage	0	33%	67%
Momento di inerzia tot	Jc" =	9589222	cm <sup>4</sup>	Rilassam.	40%	30%	30%
Modulo resistenza sol.	Wss" =	235647	cm <sup>3</sup>	Ritiro	25%	25%	50%
Modulo resistenza sup	Ws" =	-1611021	cm <sup>3</sup>	perdite	30	61	111
Modulo resistenza inf.	Wi" =	266721	cm <sup>3</sup>				
<b>Distanza della sezione di verifica dalla sezione di appoggio</b>				<b>x = 25 cm</b>			
<b>fase 0 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac' =	7698 cmq
peso proprio	0	152806,8342		0,41	-0,40	Ws' =	37650 cm <sup>3</sup>
precompressione	447876	0		5,82	5,82	Wi' =	38534 cm <sup>3</sup>
caduta di tensione	-9979	0		-0,13	-0,13		
<b>totale fase 0</b>	<b>437897</b>	<b>152807</b>		<b>6,09</b>	<b>5,29</b>		
<b>fase 1 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
getto integrativo	0	121967,625		0,32	-0,32		
caduta di tensione	-20470	0		-0,27	-0,27		
<b>totale fase 0+1</b>	<b>417427</b>	<b>274774</b>		<b>6,15</b>	<b>4,71</b>		
<b>fase 2 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$	Ac" =	15782 cmq
carico permanente	0	923438	0,39	-0,06	-0,35	Wss" =	235647 cm <sup>3</sup>
carichi mobili	0	153906	0,07	-0,01	-0,06	Ws" =	-1611021 cm <sup>3</sup>
<b>totale fase 0+1+2</b>	<b>417427</b>	<b>1352118</b>	<b>0,46</b>	<b>6,09</b>	<b>4,31</b>	Wi" =	266721 cm <sup>3</sup>
<b>fase 3 [Mpa]</b>	N	M	$\sigma_{ss}$	$\sigma_s$	$\sigma_i$		
caduta di tensione	-36946	1023479	0,20	-0,30	-0,62		
<b>totale fase 0+1+2+3</b>	<b>380482</b>	<b>2375597</b>	<b>0,66</b>	<b>5,79</b>	<b>3,69</b>		

La sezione è sempre compressa

$\sigma_{\text{lastra}} < 0.6 f_{ck} = 27.4 \text{ MPa}$

$\sigma_{\text{getto in opera}} < 0.6 f_{ck} = 22.4 \text{ MPa}$



### 3.4 VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI

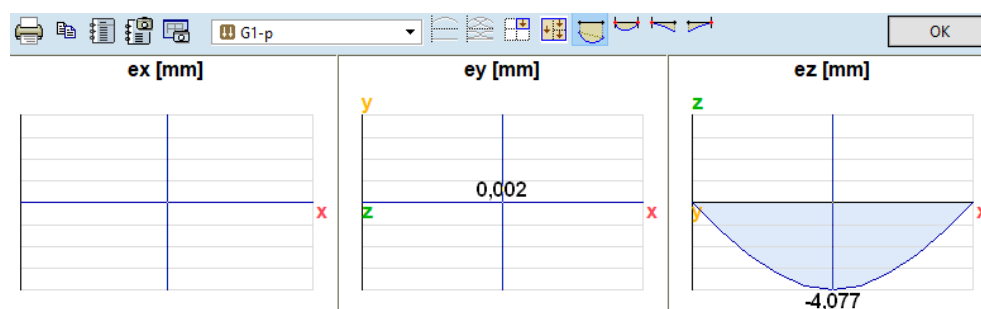
#### 3.4.1 Verifica delle deformazioni nello SLER

Si conduce una verifica allo Stato Limite di Servizio per la deformazione dell'impalcato. Per la precompressione, per le azioni permanenti e per le azioni variabili, si assumono nelle combinazioni di carico allo stato limite di deformazione i coefficienti  $\gamma_p = \gamma_g = \gamma_q = 1$ .

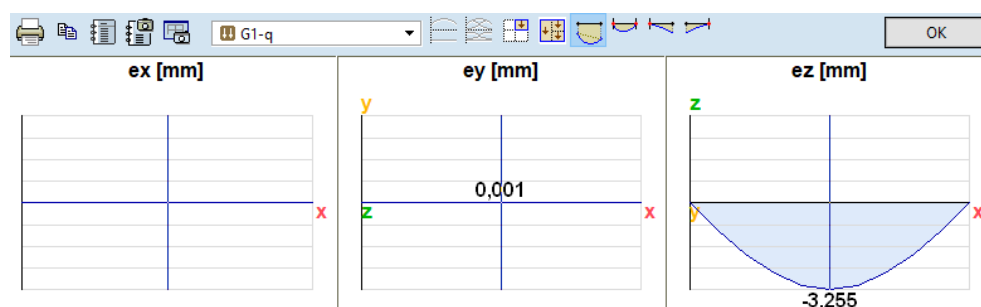
##### 3.4.1.1 Calcolo delle frecce nelle diverse ipotesi

- fase 1

##### G1-1 – peso proprio lastra

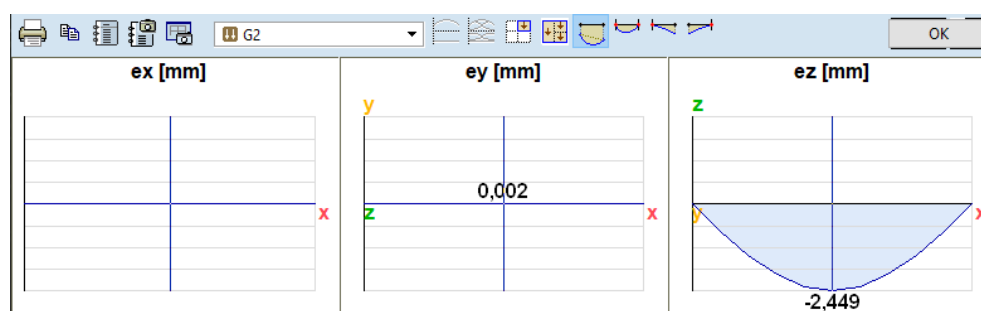


##### G1-2 – peso getto di completamente soletta

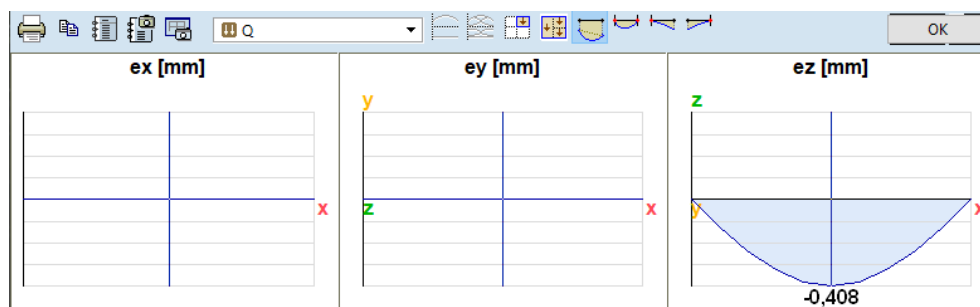


##### fase 2 schema iperstatico

##### G2 – sovraccarico permanente



## Q – carichi



### $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ – Precompressione

$$e_z = M_p I^2 / [4 \cdot E \cdot I]$$

24	n° trefoli 0,6"	Ec	36416,1	N/mm <sup>2</sup>
1,39	area trefolo cm <sup>2</sup>			
17,31	Y <sub>gi</sub> [cm] da intradosso - baricentro sezione iniziale			
8,25	Y <sub>gi</sub> [cm] da intradosso - baricentro trefoli			
34,66	Y <sub>gt</sub> [cm] da intradosso - baricentro sezione finale			
1178868,71	J <sub>ci</sub> [cm <sup>4</sup> ] - Momento di inerzia iniziale - sezione lastra omogeneizzata			
4503758,48	J <sub>ct</sub> [cm <sup>4</sup> ] - Momento di inerzia finale - sezione omogeneizzata completa del getto di soletta			

Trave	L	Tensioni		N <sub>pi</sub>	M <sub>pi</sub>	I <sub>i</sub>	e <sub>zp</sub>
	m	Mpa		kN	kNm	cm <sup>4</sup>	mm
A1-B250	10,10	tensione iniziale nei trefoli	1342,6	4478,8	405,6	1178868,7	-12,05
		perdite a tempo iniziale:	-29,9	-99,8	-9,0	1178868,7	0,54
		perdite al getto della soletta:	-61,4	-204,7	-18,5	1178868,7	1,10
		perdite a tempo finale	-110,7	-369,5	-97,6	4503758,5	1,52
		<b>e<sub>z,p</sub> finale</b>					<b>-8,89</b>

### 3.4.1.1.1 Verifica delle deformazioni nel SLE R

Per la precompressione, per le azioni permanenti e per le azioni variabili, si assumono nelle combinazioni di carico allo stato limite di deformazione i coefficienti  $\gamma_p = \gamma_g = \gamma_q = 1$ .

Fase 0: rilascio della precompressione

Deformazione in mezzzeria della lastra per peso proprio e precompressione:  $\eta_0$

Fase 1: getto della soletta integrativa

Deformazione in mezzzeria della lastra per peso proprio, precompressione + getto:  $\eta_1$

Fase 2: carichi permanenti

Deformazione in mezzzeria:  $\eta_2$

Fase 3: carichi mobili massimi

Deformazione totale massima in mezzzeria:  $\eta_3 = 0.1$  mm

Ipotesi	G1-1	e <sub>z,p</sub>	G1-2	G2	Q1
Trave					
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A1-B250	4,077	-8,893	3,255	2,449	0,408

$\eta_0$	$\eta_1$	$\eta_2$	$\eta_3$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
-7,4	-3,1	0,9	1,3

MAX SLE	L / e <sub>z</sub> (Q1)
[mm]	[-]
<b>1,3</b>	24755

### 3.5 VERIFICA DELLE FONDAZIONI

#### PREMESSA

Per le fondazioni e le altre opere interagenti con il terreno, valgono i medesimi obbiettivi già definiti per le strutture cioè che siano garantiti i livelli di sicurezza e di prestazione qui di seguito richiamati.

- Va garantita la *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, quali crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali;
- Va garantita la *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*, per garantire le prestazioni nelle condizioni di esercizio;
- Va garantita la *robustezza*, per evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti *azioni eccezionali*, quali incendio, esplosioni, urti ed impatti;
- Va garantita la *durabilità*, cioè la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita dell'opera.

Nel caso specifico, si ritiene non vi siano verifiche significative di *robustezza* né verifiche di *durabilità* attinenti agli aspetti geotecnici; rimangono valide quelle già esposte per le strutture in generale e quindi anche per gli elementi di fondazione.

Relativamente alle verifiche agli SLE, si ritiene che nel caso in esame non vi siano verifiche geotecniche significative. In relazione alle verifiche sulla compatibilità dei cedimenti con le sovrastrutture, si precisa che tali verifiche sono già state esposte al precedente § *Verifica del comportamento globale delle strutture*; tuttavia, per completezza, tali verifiche verranno riportate nuovamente di seguito, in modo sintetico.

Relativamente alle verifiche agli SLU, si ritiene che **nel caso in oggetto NON sono pertinenti le verifiche di sollevamento, sifonamento, stabilità globale e ribaltamento**. E per brevità si omette di riportare in dettaglio la verifica a scorrimento, visto l'ampio margine di sicurezza tipico della suddetta verifica nel caso di edifici.

Fatte queste premesse, risulta che per le fondazioni in esame le verifiche geotecniche significative sono le seguenti.

Verifiche geotecniche significative:

- **Verifiche a collasso per carico limite (o *Verifiche di capacità portante*)**
- **Verifiche di compatibilità dei cedimenti con le sovrastrutture**

### 3.5.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE:

La caratterizzazione del sottosuolo fa riferimento alla relazione geologica sviluppata da Tecnoin Geosolution per Ferrovie Nord nel luglio del 2020.

Nel sedime dove è prevista la realizzazione delle opere è stata eseguita una indagine geognostica consistente in 4 posizioni (S1-S4) ognuna delle quali composta da un sondaggio a carotaggio continuo a profondità variabile tra 25 e 50 m e una prova penetrometrica dinamica DPSH a profondità di 16-17m da p.c. e due stendimenti MASW e sismica a rifrazione.



Posizione sondaggi

Vista la posizione dei sondaggi indicata nell'immagine precedente, per l'opera in oggetto si farà riferimento al sondaggio S1. La stratigrafia del terreno utilizzata nelle analisi è la seguente:

Strato n.	(in m. da p.c.)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito (°) terreni granulari	Coesione C (kPa) terreni coesivi	Modulo E (Mpa)
1	0,00÷-3,4 S1 (-6,0 S4)	terreno di riporto (laterizi, cemento, asfalto) in matrice sabbiosa e ghiaiosa	25 - 30	0	10 ÷30
2	-3,4 (-6)÷-12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3)	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa	35	0	30 ÷40
3	da - 12 (S2 e S4), 15 (S1) e 19,5 (S3) a 34,4 e -36,0	Sabbia media o medio-grossa più o meno limosa inglobante ghiaia	30	0	40÷50
4	34,4÷36 a - 50 (fine sondaggi)	Sabbia fine debolmente limosa, a tratti con ghiaia - da 34,4 a 36,3 limo (S3)	33	0	50 ÷60

### 3.5.2 VERIFICHE DI CAPACITÀ PORTANTE

Si precisa che per la valutazione della capacità portante in condizioni sismiche, si ritiene si possano applicare le medesime relazioni valide nelle condizioni di carico statiche e pseudo-statiche.

Si considerano le larghezze di fondazione dei tratti di fondazione che risultano maggiormente sollecitati;

In via semplificativa e ritenendo di operare a favore di sicurezza, **si valuta la capacità portante facendo riferimento ad una striscia di platea di fondazione larga 3 volte lo spessore della platea**, in modo da tenere conto della rigidità e della capacità di distribuzione dei carichi della stessa in proporzione allo spessore della stessa platea. Per tale striscia convenzionale si applicano i criteri di calcolo delle fondazioni superficiali. Considerato il criterio convenzionale adottato, si valuta la capacità portante trascurando gli effetti dell'eccentricità e dell'inclinazione dei carichi sul piano di fondazione, che sono già considerati, facendo poi il confronto fra la capacità portante qui valutata con i valori di pressione locali.

Dimensioni fondazione di riferimento:

Larghezza della fondazione:

Spessore della platea.....	$t = 100 \text{ cm}$
Larghezza convenzionale fondazione.....	$B = 3t = \mathbf{300 \text{ cm}}$
Lunghezza della fondazione.....	$L = \mathbf{3000 \text{ cm}}$ (10xB)

Eccentricità dei carichi di riferimento:

Eccentricità trasversale.....	$e_B : \text{trascurabile}$
Eccentricità longitudinale.....	$e_L : \text{trascurabile}$

Inclinazione dei carichi:

Inclinazione nel piano trasversale.....	$H_B / V : \text{trascurabile}$
Inclinazione nel piano longitudinale.....	$H_L / V : \text{trascurabile}$

Il terreno è assimilato a terreno *incoerente*, pertanto la verifica della capacità portante delle fondazioni viene condotta nell'ipotesi di *condizione drenata*.

Data la presenza dei diaframmi, viene trascurato il valore del carico del terreno all'esterno della fondazione.

La valutazione della resistenza del terreno è fatta utilizzando un foglio di calcolo i cui risultati sono riportati di seguito; come si può vedere, tutte le espressioni di calcolo utilizzate sono esplicitate ed il processo di calcolo è quindi interamente riproducibile.

Si precisa che per la valutazione della capacità portante in condizioni sismiche si ritiene si possano applicare le medesime relazioni valide nelle condizioni di carico statiche e pseudo-statiche.

### 3.5.3 CRITERI DI VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Le norme di riferimento non indicano espressioni esplicite per la valutazione della capacità portante di fondazioni superficiali, lasciando al progettista la scelta del metodo ritenuto più opportuno; si è fatto quindi riferimento alle espressioni fornite dall'EC7-1, nella *Appendice B – Esempio di calcolo analitico del carico limite*, riportata qui di seguito.

Estratto da EC7-1:

APPENDICE (informativa)	B ESEMPIO DI CALCOLO ANALITICO DEL CARICO LIMITE
<b>B.1</b>	<p data-bbox="475 712 576 741"><b>Generalità</b></p> <p data-bbox="475 745 1313 819">Si possono adottare le formule approssimate per il calcolo del carico limite verticale di progetto, derivate dalla teoria della plasticità e dai risultati sperimentali. È opportuno tenere conto dell'effetto dei seguenti fattori:</p> <ul data-bbox="475 824 1313 1014" style="list-style-type: none"> <li>- la resistenza del terreno, rappresentata generalmente dai valori di progetto <math>c_u</math>, <math>c'</math> e <math>\phi'</math>;</li> <li>- l'eccentricità e l'inclinazione dei carichi di progetto;</li> <li>- la forma, la profondità e l'inclinazione della fondazione;</li> <li>- l'inclinazione del piano campagna;</li> <li>- le pressioni dovute alla falda ed i gradienti idraulici;</li> <li>- la variabilità del terreno, con particolare riguardo alla successione stratigrafica.</li> </ul> <p data-bbox="475 1019 1107 1043">Oltre ai simboli elencati ai punti 1.6 e 1.7, si introducono i seguenti:</p> <p data-bbox="475 1048 1313 1099"><math>\delta</math>            angolo di attrito di progetto sul piano di posa della fondazione secondo il punto 6.5.3;</p> <p data-bbox="475 1104 1313 1155"><math>q</math>            pressione litostatica totale di progetto agente sul piano di posa della fondazione;</p> <p data-bbox="475 1160 1313 1211"><math>q'</math>            pressione litostatica efficace di progetto agente sul piano di posa della fondazione;</p> <p data-bbox="475 1216 1313 1290"><math>\gamma'</math>            peso di volume efficace di progetto del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione, ridotto a <math>\gamma' = \gamma - \gamma_w (1 + i)</math> in presenza di un gradiente idraulico <math>i</math> diretto verso l'alto;</p> <p data-bbox="475 1294 1038 1323"><math>B'</math>            larghezza efficace di progetto della fondazione;</p> <p data-bbox="475 1328 1038 1357"><math>L'</math>            lunghezza efficace di progetto della fondazione;</p> <p data-bbox="475 1361 1313 1435"><math>A' = B' L'</math>    area della fondazione efficace di progetto, intesa come la base della fondazione oppure, nel caso di un carico eccentrico, come l'area ridotta al centro della quale si applica la risultante del carico;</p> <p data-bbox="475 1440 1313 1572"><math>s, i</math>            valori di progetto dei fattori adimensionali relativi, rispettivamente, alla forma della fondazione ed all'inclinazione del carico; i pedici <math>c</math>, <math>q</math> e <math>\gamma</math> indicano gli effetti dovuti alla coesione, al sovraccarico e al peso del terreno; questi coefficienti sono validi solo nei casi in cui i parametri di resistenza al taglio sono indipendenti dalla direzione.</p>



## B.2

### Condizioni non drenate

Il carico limite di progetto si calcola con la formula:

$$R / A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q \quad [B.1]$$

con i valori di progetto dei fattori adimensionali per:

- la forma della fondazione:
 
$$s_c = 1 + 0,2 (B' / L')$$
 per forma rettangolare;  

$$s_c = 1,2$$
 per forma quadrata o rotonda;
- l'inclinazione della risultante dovuta ad un carico orizzontale  $H$ :
 
$$i_c = 0,5 (1 + \sqrt{1 - H / A' c_u})$$

## B.3

### Condizioni drenate

Il carico limite di progetto è calcolato a partire da:

$$R / A' = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \quad [B.2]$$

con i valori di progetto dei fattori adimensionali per:

- la capacità limite:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi' \quad \text{quando } \delta \geq \phi' / 2 \text{ (base ruvida)}$$

- la forma della fondazione:
 
$$s_q = 1 + (B' / L') \sin \phi'$$
 per forma rettangolare;  

$$s_q = 1 + \sin \phi'$$
 per forma quadrata o rotonda;  

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L')$$
 per forma rettangolare;  

$$s_\gamma = 0,7$$
 per forma quadrata o rotonda;  

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$
 per forma rettangolare, quadrata o rotonda;
- l'inclinazione della risultante dovuta a un carico orizzontale  $H$  parallelo a  $L'$ :
 
$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$
- l'inclinazione della risultante dovuta a un carico orizzontale  $H$  parallelo a  $B'$ :
 
$$i_q = [1 - 0,7 H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

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

È necessario considerare anche gli effetti complementari della profondità e dell'inclinazione del piano di posa della fondazione e del piano campagna.



### 3.5.3.1 Approccio di progetto

Nell'ambito delle indicazioni delle NTC2018, di cui al § 6.4.2 *Fondazioni superficiali*, si sceglie di operare applicando l' **Approccio 2**.

Si vanno quindi a considerare le combinazioni agli SL geotecnici già definite come  $GEO_{AI}$  e le combinazioni sismiche allo  $SLV$ .

Si precisa poi che alle combinazioni  $GEO_{AI}$  e  $SLV$  sono da associarsi le combinazioni di *Azioni e Resistenze* di seguito specificate (la simbologia è quella delle NTC2018, di cui al § 6.4.2 *Fondazioni superficiali*).

Corrispondenze fra combinazioni di carico e parametri di resistenza:

Combinazioni geotecniche agli Stati Limite Ultimi:

Combinazione  $GEO_{AI}$ ..... ( A1 , M1 , R3 )

Combinazioni sismiche:

Combinazione allo  $SLV$ ..... ( SLV , M1 , R3 )

## STIMA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Resistenza di calcolo del terreno:

La valutazione della resistenza del terreno è fatta utilizzando un foglio di calcolo i cui risultati sono riportati di seguito; come si può vedere, tutte le espressioni di calcolo utilizzate sono esplicitate ed il processo di calcolo è quindi interamente riproducibile.

Platea fondazione sp.100cm:

Indice	Descrizione	Formule	Valore U.M.	
CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI STATICHE O PSEUDO-STATICHE				
1	CAPACITA' PORTANTE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI RETTANGOLARI - CONDIZIONE DRENATA			
1 .1	Coefficienti di sicurezza per le diverse condizioni di carico:			
		$\gamma_{\phi}$	$\gamma_c$	$\gamma_R$
	A1+M1+R3	1,00	1,00	2,30
1 .2	Angolo di attrito per le diverse condizioni di carico :			
	Valore medio: in cond pseudo-statiche:	$\phi_m =$	35,00 deg	
	Valore caratteristico in cond pseudo-statiche:	$\phi_k = \phi_m =$	35,0 deg	
	A1+M1+R3	$\phi_1 = atan(tan(\phi_k)/\gamma_{\phi 1}) =$	35,0 deg	
1 .3	Coesione per le diverse condizioni di carico :			
	Valore medio: in cond pseudo-statiche:	$c_m =$	0,00 kPa	
	Valore caratteristico in cond pseudo-statiche:	$c_k = c_m =$	0,0 kPa	
	A1+M1+R3	$c_1 = c_k / \gamma_{c1} =$	0,0 kPa	
1 .4	Valori di capacità portante :			
1 .4.1	Parametri di base :			
	Dimensioni GEOMETRICHE della fondazione :			
	Larghezza della fondazione :	$B_g =$	300 cm	
	Lunghezza della fondazione :	$L_g =$	3000 cm	
	Peso del terreno naturale:	$\gamma_t =$	18,00 kN/m <sup>3</sup>	
	Peso del terreno naturale soto il piano di fondazione:	$\gamma_t =$	18,00 kN/m <sup>3</sup>	
	Profondità del piano di fondazione:	$D_f =$	160 cm	
1 .4.2	Carichi agenti sul piano di fondazione :			
	A1+M1+R3			
	Carico verticale :	$V_1 =$	1,00 kN	
	Carico orizzontale nella direzione della larghezza B :	$H_{B1} =$	0,00 kN	
	Carico orizzontale nella direzione della lunghezza L :	$H_{L1} =$	0,00 kN	
	Momento flettente nel piano della larghezza B :	$M_{B1} =$	0,00 kNm	
	Momento flettente nel piano della lunghezza L :	$M_{L1} =$	0,00 kNm	

Indice	Descrizione	Formule	Valore U.M.
<b>CAPACITA' PORTANTE IN CONDIZIONI STATICHE O PSEUDO-STATICHE</b>			
1 .4.3	<b>Eccentricità di calcolo :</b> A 1+M1+R3 Nel piano della larghezza della fondazione : Nel piano della larghezza della fondazione :	$e_{B1}=M_{B1}/V_1 =$ $e_{L1}=M_{L1}/V_1 =$	0,0 cm 0,0 cm
1 .4.4	<b>Dimensioni EFFICACI della fondazione :</b> A 1+M1+R3 Larghezza della fondazione : Lunghezza della fondazione :	$B_1= B_g -2 \cdot e_{B1} =$ $L_1= L_g -2 \cdot e_{L1} =$	300,0 cm 3000,0 cm
1 .4.5	<b>Coefficienti adimensionali di capacita portante :</b> A 1+M1+R3	$N_{q1}=e^{\lambda}(\pi \cdot \tan(\Phi_1)) \cdot \tan(45\deg + \Phi_1/2)^2 =$ $N_{c1}=(N_{q1}-1)/\tan(\Phi_1) =$ $N_{\gamma 1}=2 \cdot (N_{q1}+1) \cdot \tan(\Phi_1) =$	33,3 46,1 48,0
1 .4.6	<b>Fattori di forma della fondazione e di inclinazione dei carichi :</b> A 1+M1+R3  Inclinazione nel piano della lunghezza L : A 1+M1+R3  Inclinazione nel piano della larghezza B : A 1+M1+R3  Carico verticale a lato della superficie di fondazione :	$s_{q1}=1+(B_1/L_1) \cdot \sin(\Phi_1) =$ $s_{c1}=(s_{q1} \cdot N_{q1}-1)/(N_{q1}-1) =$ $s_{\gamma 1}=1-0.3 \cdot B_1/L_1 =$ $i_{qL1}=1-H_{L1}/(V_1+B_1 \cdot L_1 \cdot (\tan(\Phi_1))^{-1}) =$ $i_{cL1}=(i_{qL1} \cdot N_{q1}-1)/(N_{q1}-1) =$ $i_{\gamma L1}=1-H_{L1}/(V_1+B_1 \cdot L_1 \cdot (\tan(\Phi_1))^{-1}) =$ $i_{qB1}=(1-0.7 \cdot H_{B1}/(V_1+B_1 \cdot L_1 \cdot (\tan(\Phi_1))^{-1}))^3 =$ $i_{cB1}=(i_{qB1} \cdot N_{q1}-1)/(N_{q1}-1) =$ $i_{\gamma B1}=(1-H_{B1}/(V_1+B_1 \cdot L_1 \cdot (\tan(\Phi_1))^{-1}))^3 =$ $q =$	1,06 1,06 0,97 1,000 1,000 1,000 1,000 1,000 1,000 1,000 <b>28,80 kPa</b>
1 .4.7	<b>Calcolo della capacità portante :</b> A 1+M1+R3	$q_{R1} = q \cdot N_{q1} \cdot s_{q1} \cdot i_{qL1} \cdot i_{qB1} + c_1 \cdot N_{c1} \cdot s_{c1} \cdot i_{cL1} \cdot i_{cB1} + B_1 \cdot \gamma_f \cdot N_{\gamma 1} \cdot s_{\gamma 1} \cdot i_{\gamma L1} \cdot i_{\gamma B1} / 2$  $q_{Rd1} = q_{R1} / \gamma_{R1} =$	<b>988 kPa</b>

## SOLLECITAZIONI TRASMESSE AL TERRENO

Per brevità e chiarezza, i risultati dell'analisi delle fondazioni utili alle verifiche delle fondazioni stesse, saranno specificati nell'espore le verifiche medesime.

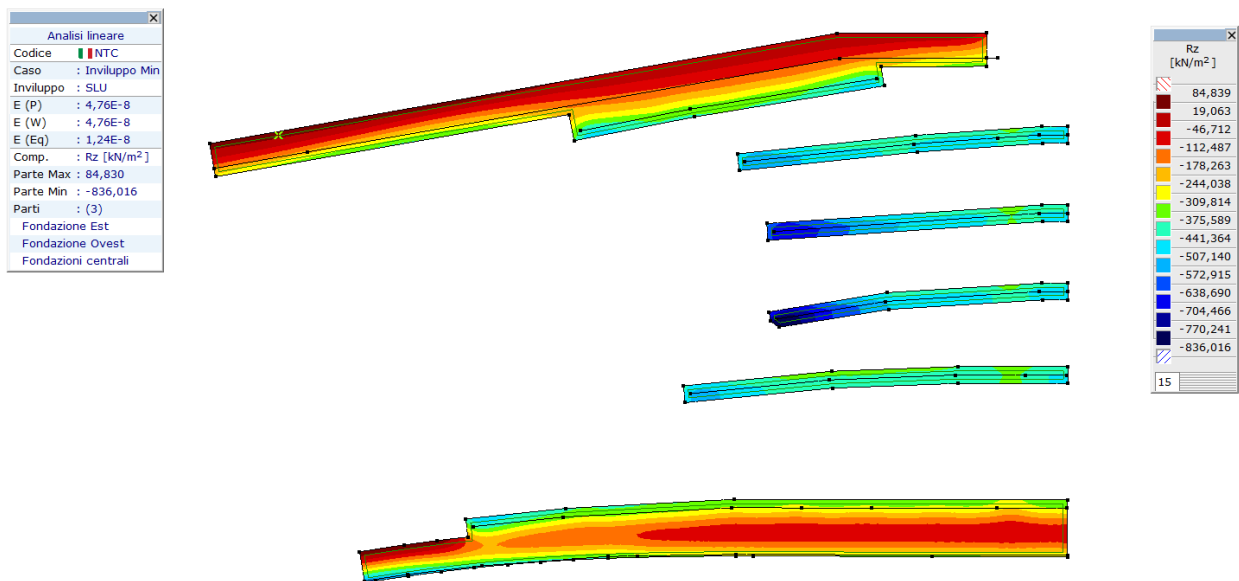
Relativamente ai risultati ottenuti dai modelli numerici elaborati con codici di calcolo, si precisa che si ritiene non utile allegare la grande mole di dati rappresentativi dell'interezza dei risultati. Lo scrivente progettista ritiene che sia sufficiente fornire i dati strettamente necessari ad un'eventuale rielaborazione, ed un'attestazione che l'elaborazione ha avuto esito positivo. Tali dati sono riportati nell' *Allegato A – Modelli numerici*.

## AZIONI DI PROGETTO

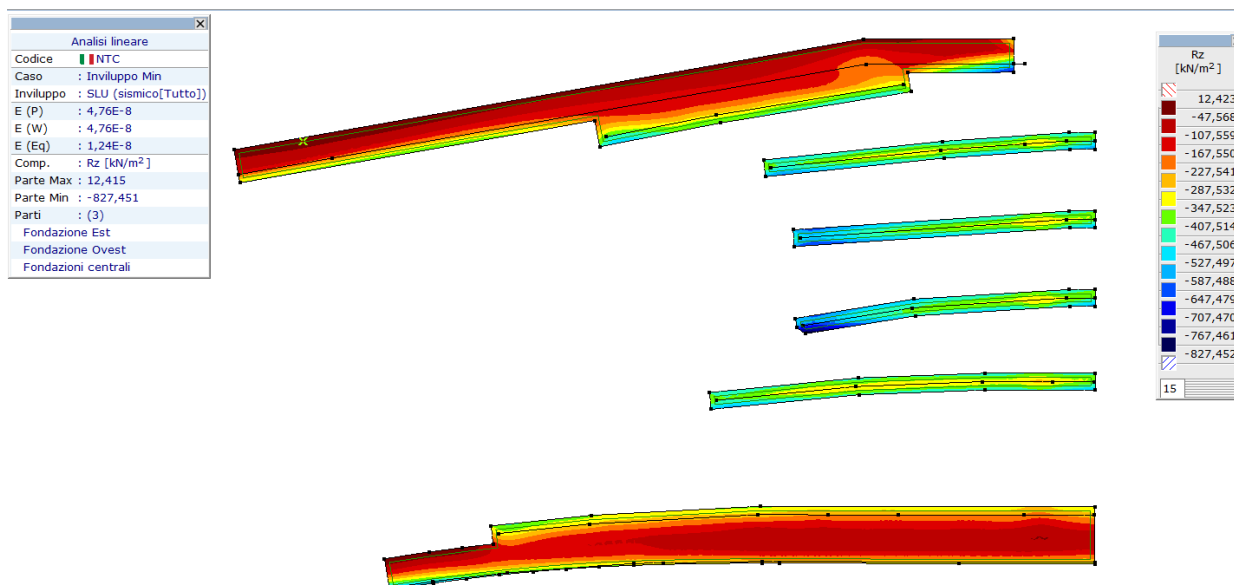
### • Simbologia

$\sigma_t$ .....	Pressione locale sul terreno
$q_{Rd}$ .....	Capacità portante di calcolo
$f_s = q_{Rd} / \sigma_t$ .....	Fattore di sicurezza

Nelle pagine che seguono si riportano le pressioni trasmesse al terreno nelle diverse condizioni di carico.



[I], >1000 mm, Lineare, Involuppo Min (SLU A1), Rz (app. bidim.), Isosuperfici 2D, Pianta



[I], >1000 mm, Lineare, Involuppo Max (SLV), Rz (app. bidim.), Isosuperfici 2D, Pianta

## VERIFICHE:

Le verifiche più significative sono quella riferita alle combinazioni  $GEO_{AI}$  per le condizioni statiche o pseudo-statiche, e la combinazione sismica SLV; ci si limita quindi a riportare queste sole verifiche.

Si precisa che avendo assunto un unico valore di capacità portante (cautelativo) per l'intera superficie di fondazione, risulta sufficiente eseguire le verifiche in corrispondenza dei massimi valori delle pressioni sul terreno.

- Carichi trasmessi al terreno –  $R_z$

Combinazioni  $GEO_{AI}$

Opera	Comb	$\sigma_{t,Sd}$	$q_{Rd}$	$l_s$	$\leq$	1
		[ kPa ]	[ kPa ]			
Soletta sp.100cm	A1+M1+R3 Approccio 2	836.02	988	84,61 %	<	1

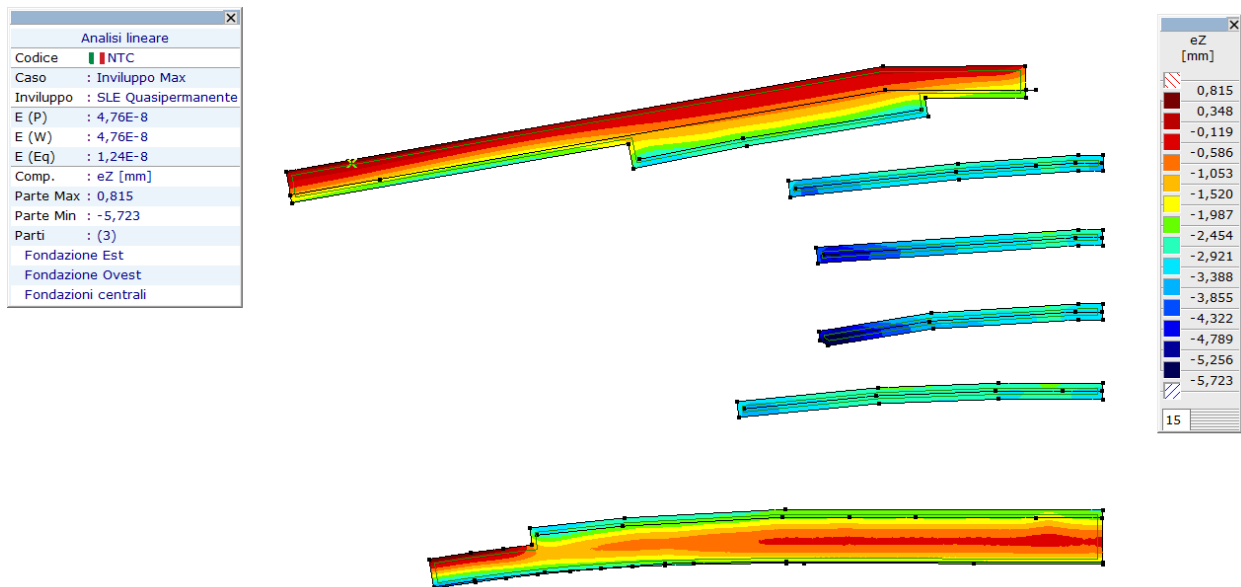
Combinazioni SLV

Opera	Comb	$\sigma_{t,Sd}$	$q_{Rd}$	$l_s$	$\leq$	1
		[ kPa ]	[ kPa ]			
Soletta sp.100cm	SLV+M1+R3	827.45	988	83,75 %	<	1

### 3.5.4 CEDIMENTI VERTICALI

Data la notevole rigidezza delle fondazioni e soddisfatte le verifiche di capacità portante, i cedimenti indotti dai carichi di progetto risultano inferiori ai limiti di ammissibilità relativi alle parti strutturali e non-strutturali delle opere. Si ritiene quindi che i cedimenti prevedibili non possono arrecare danno strutturale, funzionale od estetico alle opere stesse.

A titolo di esempio, si riporta il contour plot degli spostamenti verticali sulla soletta di fondazione nella combinazione quasi permanente dei carichi



Dal contour plot risulta una distribuzione sostanzialmente omogenea degli abbassamenti e quindi della reazione del terreno, come atteso data la notevole rigidezza delle fondazioni.

#### 4 AMPLIAMENTO NORD – SOTTOPASSO VIA SICCOLI

- **Rappresentazione delle strutture**

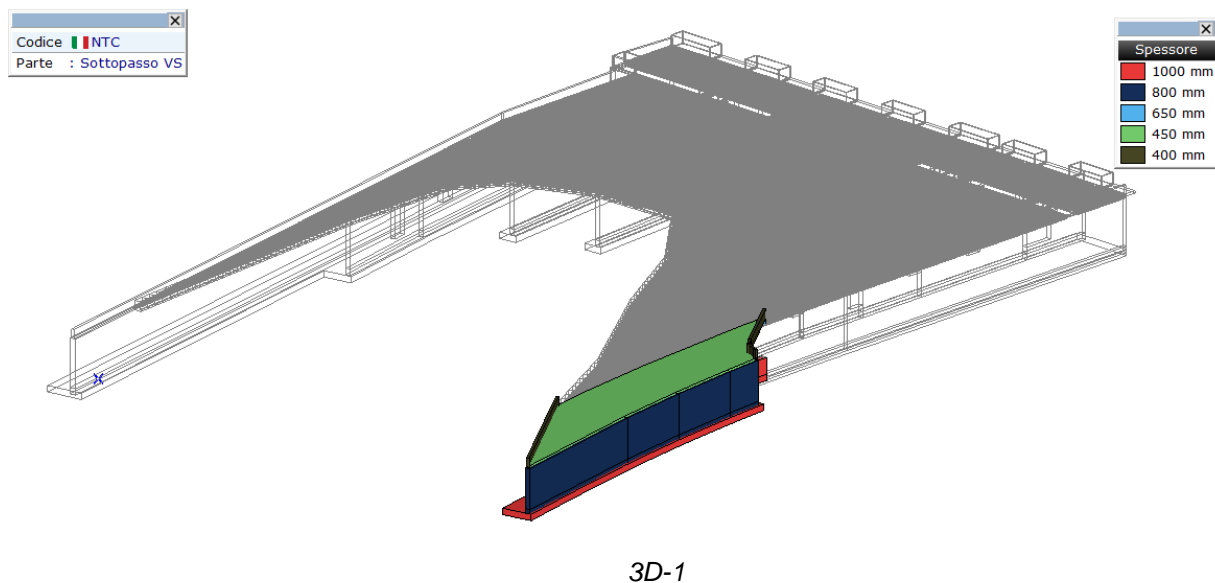
Come detto al precedente § 2.1 *Criteri di analisi e verifica delle strutture*, l'analisi delle strutture è stata eseguita prevalentemente con l'utilizzo di codici di calcolo elaborati per mezzo di calcolatore elettronico. L'affidabilità dei citati codici e l'attendibilità dei risultati è stata verificata dallo scrivente progettista delle strutture.

E' stato costruito il *Modello Numerico* già descritto in precedenza, che comprende gli elementi strutturali principali; sono stati inoltre utilizzati alcuni altri *modelli locali*, allo scopo di analizzare singoli elementi o sottosistemi strutturali esclusi dal *Modello Numerico*, ovvero quello di fornire un'analisi di maggior dettaglio o con ipotesi di calcolo più cautelative. Tali *modelli locali*, nei casi più semplici saranno analizzati con un calcolo manuale, in altri casi di maggiore complessità potranno essere elaborati con codici di calcolo.

- **Modello Numerico**

Il Modello Numerico è compiutamente definito nell' *Allegato A – Modelli Numerici* al quale si rimanda. Qui si precisano solo gli aspetti più rilevanti delle scelte effettuate nella costruzione del modello in oggetto.

##### Rappresentazione grafica del Modello Numerico



##### Elementi inclusi nel modello

Il Modello Numerico MN è stato costruito per rappresentare il comportamento complessivo delle strutture in oggetto; comprende tutti gli elementi principali: fondazione, pilastri, travi, scale.

##### Deformabilità dei solai

Considerata la presenza di differenti tipologie di solaio, con differenti livelli di rigidezza di piano, si è ritenuto opportuno considerare la deformabilità dei solai.

##### Distribuzione delle masse

Vista la scelta di considerare la deformabilità dei solai e della copertura, le masse del *Modello Numerico* sono *diffuse*, cioè non sono state concentrate in singoli *punti di massa di piano*.

Si precisa che le masse concentrate presentano solo le tre componenti traslazionali, mentre non sono calcolate le inerzie rotazionali. Visto il livello di discretizzazione del Modello Globale, si ritiene che tale approssimazione non possa produrre un errore significativo nella valutazione delle azioni sismiche.

#### Effetti della fessurazione nel c.a.

Come indicato dalle norme di riferimento e dalla letteratura tecnica, è opportuno tenere conto degli effetti della fessurazione. Per edifici *rigidi* – intendendo edifici con periodi fondamentali inferiori al periodo  $T_B$  che delimita il primo tratto ascendente degli spettri – come è quello in oggetto, trascurare gli effetti della fessurazione può portare ad una sottostima significativa delle azioni sismiche.

Gli effetti della fessurazione sono importanti anche nella stima degli spostamenti e delle deformazioni. Trascurare o sottostimare tali effetti può portare ad una importante sottovalutazione di spostamenti e deformazioni.

Come d'uso nella pratica di calcolo attuale, nell'ambito di un'analisi elastica lineare, gli effetti della fessurazione vengono rappresentati mediante un coefficiente di riduzione della rigidità  $\alpha_f$ , da applicarsi alle rigidità flessionali e taglianti.

Si ritiene cautelativo assumere un coefficiente di riduzione  $\alpha_f = 0,50$ .

#### Interazione Terreno–Struttura

Nel modello *MN* è stata considerata l'interazione Terreno–Struttura, rappresentando la risposta verticale del terreno come elastico–lineare (*alla Winckler*). I coefficienti di reazione sono stati valutati sulla base dei parametri riscontrati nella *Relazione Geologica–Geotecnica*. Rispetto agli spostamenti/deformazioni orizzontali, non essendo questi significativi nel caso specifico, è stata adottata una condizione di vincolo fisso fra struttura e terreno.

Coefficiente di reazione verticale:

Condizioni statiche e sismiche.....	$k_v = 100000 \text{ kN/m}^3 (\cong 10,00 \text{ kgf/cm}^3)$
Coefficiente di reazione orizzontale.....	<i>struttura vincolata rigidamente rispetto agli spostamenti orizzontali in entrambe le direzioni x e y</i>

- **Azioni di calcolo**

Le azioni di calcolo introdotte nella modellazione delle strutture adottata per l'analisi sono state definite in termini di massima al precedente paragrafo 2.3 *Azioni di calcolo sulle opere*. I dati di maggior dettaglio che risultassero utili alle verifiche, saranno specificati nell'espore le verifiche stesse.

- **Risultati dell'analisi strutturale**

Per brevità e chiarezza, i risultati dell'analisi strutturale utili alle verifiche delle strutture saranno specificati nell'espore le verifiche stesse.

Relativamente ai risultati ottenuti dai modelli numerici elaborati con codici di calcolo si riportano nell'*Allegato A – Modelli numerici* i dati necessari ad un'eventuale rielaborazione della modellazione numerica, ed un'attestazione che l'elaborazione ha avuto esito positivo.



## 4.1 VERIFICA DELLE STRUTTURE

### PREMESSA

Obbiettivo della verifica delle strutture è accertare che siano garantiti i livelli di sicurezza e di prestazione qui di seguito richiamati.

- Va garantita la *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)*, quali crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali;
- Va garantita la *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*, per garantire le prestazioni nelle condizioni di esercizio;
- Va garantita la *robustezza*, per evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti *azioni eccezionali*, quali incendio, esplosioni, urti ed impatti;
- Va garantita la *durabilità*, cioè la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita dell'opera.

Le verifiche vanno eseguite sul comportamento globale delle strutture e sui singoli elementi o sottosistemi strutturali.

Di seguito si espongono prima le verifiche relative alla *durabilità* ed alla *robustezza*, in quanto nel caso specifico possono essere espletate riportando alcune considerazioni cosicché non vi sarà la necessità di trattare tali verifiche contestualmente alle verifiche di *sicurezza*.

- **Verifiche di durabilità**

Allo scopo di garantire la *durabilità* delle strutture in oggetto, cioè la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, affinché i livelli di sicurezza vengano garantiti durante tutta la vita dell'opera, si ritiene sufficiente che vengano rispettate le prescrizioni sui materiali e quelle per l'esecuzione contenute nella *Relazione sui materiali* e negli elaborati grafici, e vengano applicate le modalità d'uso, controllo e manutenzione riportate nel *Piano di manutenzione delle strutture* allegato al presente progetto strutturale.

- **Verifiche di robustezza**

Le verifiche di *robustezza* servono ad evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti *azioni eccezionali*, quali incendio, esplosioni, urti ed impatti.

Rimandando al precedente § *Azioni eccezionali*, si ricorda che nel caso specifico non si ritiene vi sia significativo pericolo di incendio, esplosioni o urti.

Fatte queste considerazioni, si ritiene non siano necessarie esplicite verifiche di robustezza.

- **Verifiche di sicurezza**

Si riportano prima le verifiche relative al comportamento globale delle strutture e successivamente le verifiche dei singoli elementi o sottosistemi strutturali.

#### 4.1.1 VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

##### 4.1.1.1 Elementi in cemento armato

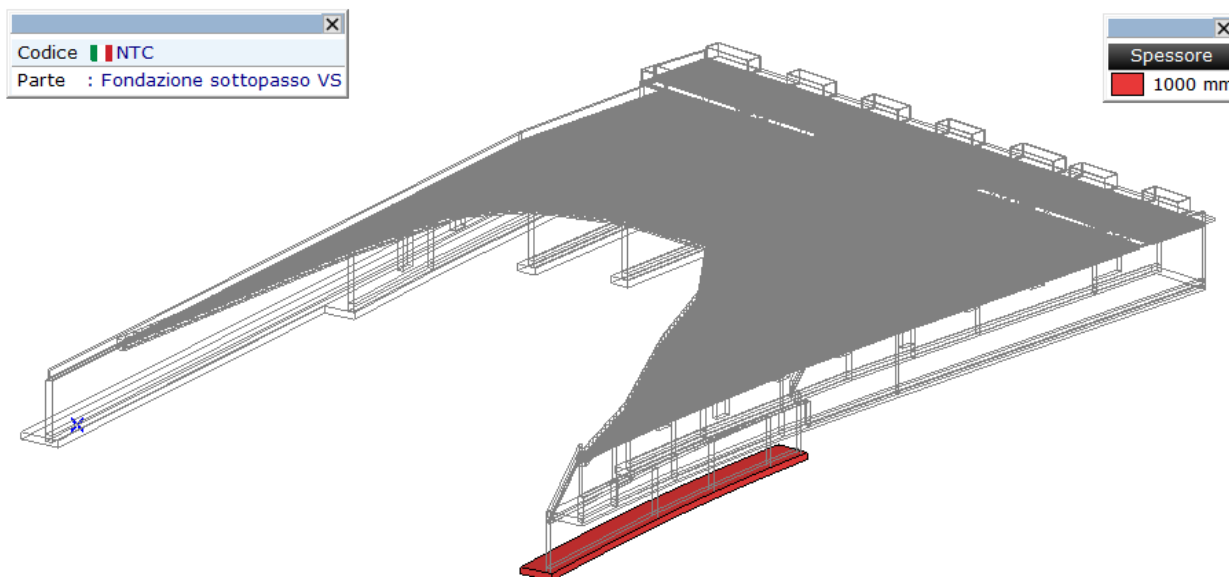
##### 4.1.1.1.1 Fondazioni

#### **Premesse – Scelte nella disposizione delle armature e criteri di modellazione**

##### Criteri di modellazione

Le solette di fondazione in c.a. sono incluse nel Modello Numerico complessivo.

La soletta è stata interamente modellata con elementi *tipo piastra-lastra*, come risulta dalle rappresentazioni del modello riportate di seguito.



L'armatura della soletta è stata dimensionata sulla base delle sollecitazioni per unità di lunghezza associate agli elementi *tipo piastra-lastra*, sia nelle zone con armatura "corrente" che nelle zone con armature organizzate in gabbie.

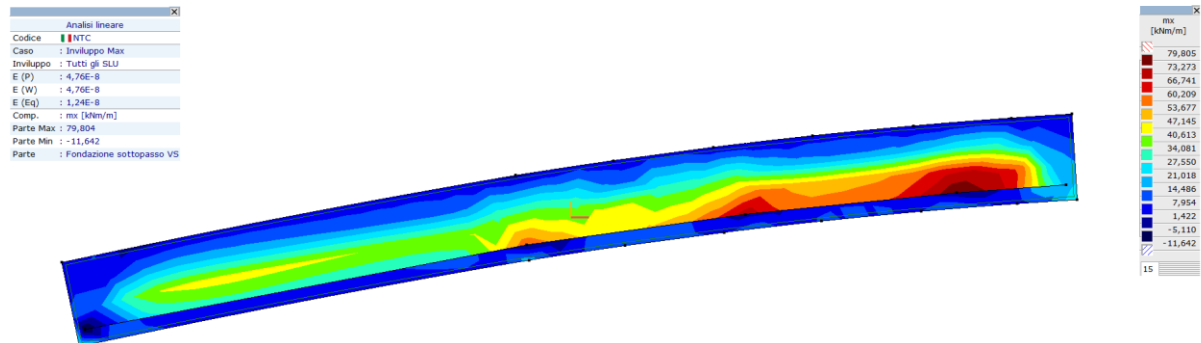
I carichi applicati sono quelli già indicati al precedente § *Azioni di calcolo sulle opere*;

Nelle pagine che seguono sono riportate le verifiche condotte per mezzo del codice di calcolo utilizzato per l'analisi e/o per mezzo di fogli di calcolo approntati dallo scrivente, nei quali è ricostruibile l'intero processo di calcolo.

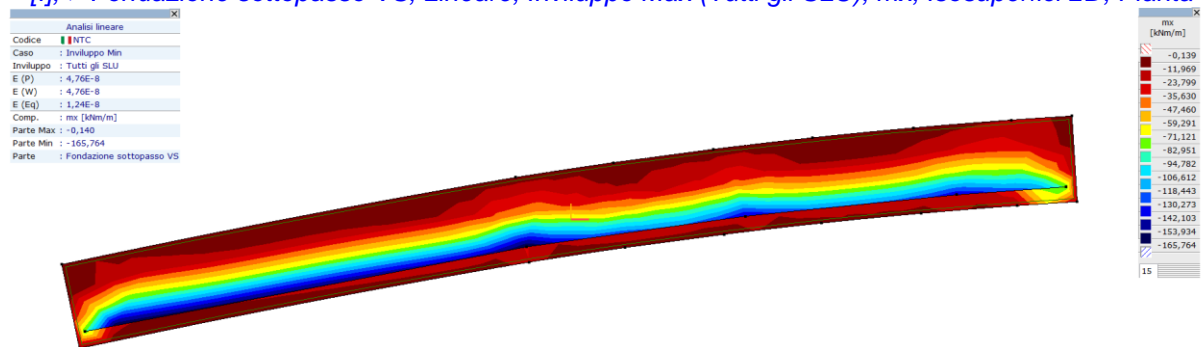
#### 4.1.1.1.2 Fondazione

##### Sollecitazioni di calcolo:

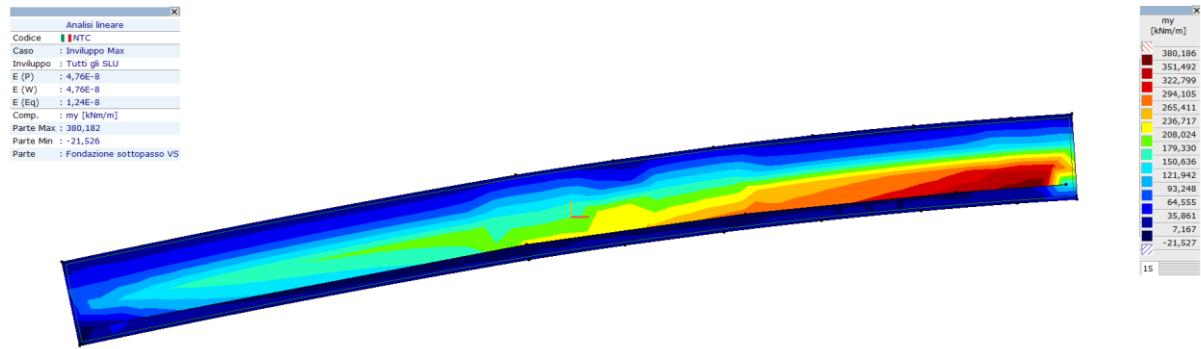
Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione più significativi relativi alle azioni flettenti.



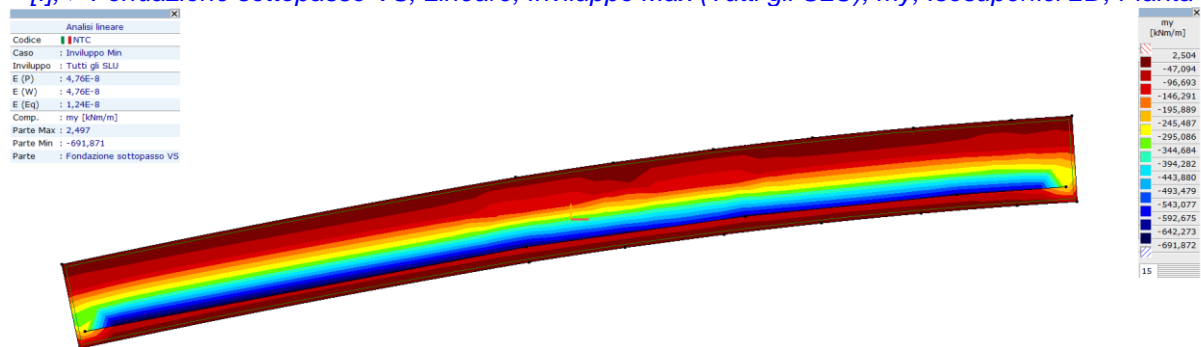
[I], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Inviluppo Max (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Pianta



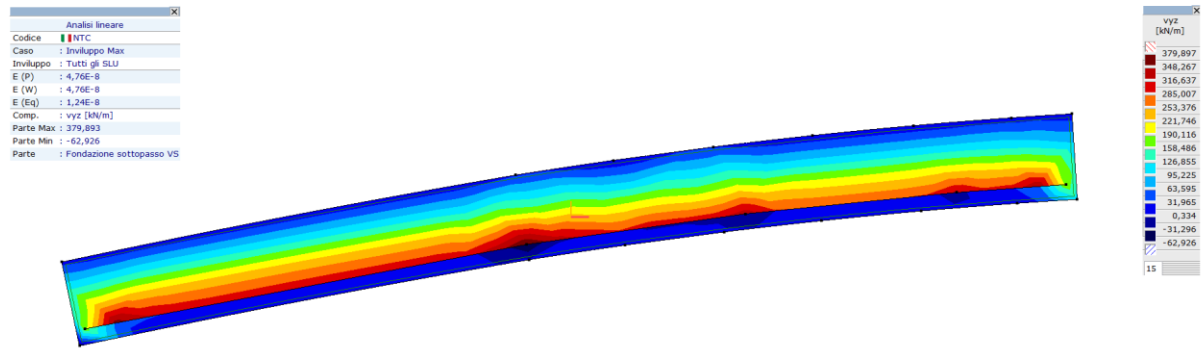
[I], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Inviluppo Min (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Pianta



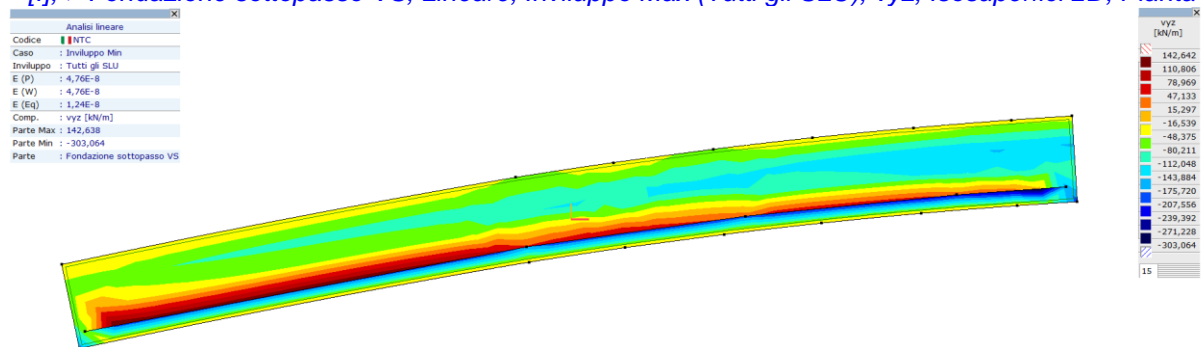
*[I], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta*



*[I], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta*



*[I], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Pianta*



*[I], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Pianta*

## ARMATURE MINIME A FLESSIONE

Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.

### • Criteri di calcolo delle armature minime

Il codice di calcolo utilizzato determina le armature minime con i criteri di calcolo esposti nel seguente estratto del manuale descrittivo del codice di calcolo stesso.

Estratto manuale codice di calcolo:

#### Armatura Elemento Bidimensionale

Progetto C.A.

Inviluppo Min,Max  
 axb [mm2/m]

Isosuperfici  
 1

z max  
 z min

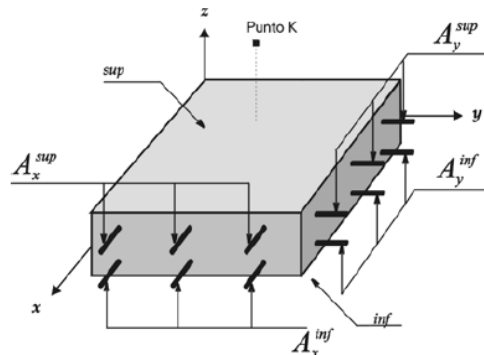
Normative

Eurocodice 2: EN 1992-1-1:2004  
 DIN: DIN 1045-1:2001-07  
 SIA: SIA 262:2003

L'armatura in una superficie può essere calcolata in base all'Eurocodice 2 o al MSz (Ungherese) Il calcolo dell'armatura di elementi membrana, piastra o guscio è basato sulla condizione della terza tensione. L'armatura di gusci è disponibile solo in base all'MSz.

Le direzioni dell'armatura sono le stesse degli assi x e y locali.

*L'armatura minima non viene calcolata. Se la quantità di armatura calcolata è inferiore all'armatura minima, i valori calcolati sono solo informativi, e non sono basati sulle assunzioni di un progetto sotto-armato.*



Risultato  
componenti

$m_{xD}, m_{yD}, n_{xD}, n_{yD}$  sollecitazioni di progetto  
 $a_{xb}$ : area di ferro necessaria in basso nella direzione x  
 $a_{yb}$ : area di ferro necessaria in basso nella direzione y  
 $a_{xt}$ : area di ferro necessaria in alto nella direzione x  
 $a_{yt}$ : area di ferro necessaria in alto nella direzione y  
 $x_b$ : area di ferro applicata in basso nella direzione x  
 $y_b$ : area di ferro applicata in basso nella direzione y  
 $x_t$ : area di ferro applicata in alto nella direzione x  
 $y_t$ : area di ferro applicata in alto nella direzione y

$w_k(b)$ : apertura delle fessure secondo l'asse inferiore delle armature  
 $w_k(t)$ : apertura delle fessure secondo l'asse superiore delle armature  
 $w_{k2}(b)$ : apertura delle fessure nella posizione inferiore della piastra  
 $w_{k2}(t)$ : apertura delle fessure nella posizione superiore della piastra  
 $w_R(b)$ : direzione delle fessure nella posizione inferiore della piastra  
 $w_R(t)$ : direzione delle fessure nella posizione superiore della piastra

Parametri  
armatura



Nella progettazione di dell'armatura, i seguenti parametri devono essere assegnati agli elementi finiti:

**Materiali**

Calcestruzzo CALC C25

Barre d'acciaio B 60.50

Spessore (h) [mm] = 200

Eccentricità sfavorevole (N > 0) = 0 \* h

Eccentricità sfavorevole (N < 0) = 0 \* h

**Copriferro**

$x_{sup}$  [mm] = 30

$y_{sup}$  [mm] = 30

$x_{inf}$  [mm] = 30

$y_{inf}$  [mm] = 30

☐ Usa queste barre d'acciaio e questo ricoprimento per il cls come normali

Selezione >>

OK

Annulla

**Materiali** Calcestruzzo

Barre d'acciaio

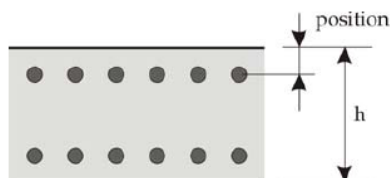
**Spessore** **h** spessore dalla piastra.

**Eccentricità sfavorevole** Deve essere aggiunta in caso di Eurocodice2.

Le eccentricità supplementari saranno sempre aggiunte al valore effettivo (calcolato da forze e da momenti normali) per aumentare il valore assoluto dell'eccentricità.

**Copriferro**  $x_{sup}$ ,  $y_{sup}$ ,  
 $x_{inf}$ ,  $y_{inf}$  Copriferro (< h / 2)

La posizione delle armature è definita dalla distanza fra il bordo del calcestruzzo e l'asse delle barre.



## Calcolo in accordo con l'Eurocodice 2

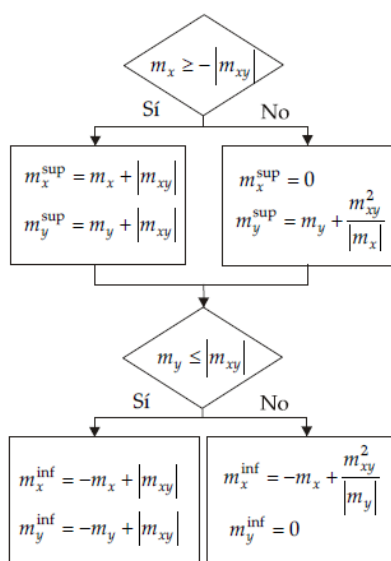
Piastra

Se  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$  sono le sollecitazioni in un punto, gli sforzi nominali saranno i seguenti:

$$\Delta m_2 = 0$$

-il momento ottimale è:  $\Delta m_1 = \min!$

$$m_y \geq m_x$$



AxisVM calcola le armature a trazione e/o a compressione (per le sezioni doppiamente armate).

Il messaggio di errore "La sezione non può essere armata" appare se:

**Eurocodice 2:**  $A_s^{inf} + A_s^{sup} > 0.04 A_c$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo.

In ogni punto si ottengono i risultati seguenti:

$a_{xi}, a_{xs}, a_{yi}, a_{ys}$

Armatura totale nella direzione x:  $A_x = a_{xi} + a_{xs}$

Armatura totale nella direzione y:  $A_y = a_{yi} + a_{ys}$

Tabella

Nella tabella vengono usati i simboli seguenti:

(-) armatura a compressione.

la sezione non può essere armata nella direzione corrispondente.

Membrana

Possono essere armate solo le membrane a deformazione piana.

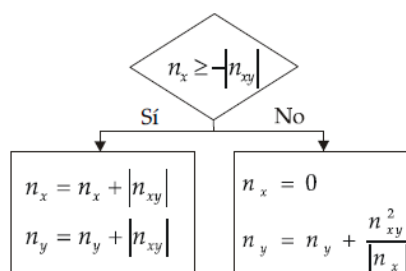
Se  $n_x, n_y, n_{xy}$  sono le sollecitazioni in un punto, gli sforzi assiali nominali sono i seguenti:

$\Delta n_2 = 0$

- lo sforzo assiale ottimale è:

$\Delta n_1 = \min!$

$n_y \geq n_x$



AxisVM calcola le armature a trazione o a compressione. L'armatura a compressione viene calcolata solo nei punti nei quali la resistenza a compressione assiale della sezione priva di armatura è inferiore allo sforzo normale di progetto.

Il messaggio di errore "La sezione non può essere armata" appare se:

**Eurocodice2:**  $A_s^{inf} + A_s^{sup} > 0.04 A_c$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo.

In ogni punto si ottengono i seguenti risultati:

$a_{xi}, a_{xs}, a_{yi}, a_{ys}$

Armatura totale nella direzione x:  $A_x = a_{xi} + a_{xs}$



Armatura totale nella direzione y:  $A_y = a_{yi} + a_{ys}$

#### Tabella

Nella tabella vengono usati i simboli seguenti:

(-) armatura a compressione.

la sezione non può essere armata nella direzione corrispondente.

Non appare nessun simbolo quando è richiesta armatura.

#### Guscio

Se  $n_x, n_y, n_{xy}, m_x, m_y, m_{xy}$  sono le forze interne in un punto, il progetto per azioni assiali e momenti viene fatto sulla base dei criteri di ottimizzazione della forza assiale resistente e momento flettente resistente come evidenziato nella descrizione dell'armatura membranale e a piastra. Il programma calcola l'armatura a trazione e a compressione necessarie.

Come risultati vengono forniti i seguenti valori:

$a_{xi}, a_{xs}, a_{yi}, a_{ys}$

Armatura totale nella direzione x:  $A_x = a_{xi} + a_{xs}$

Armatura totale nella direzione y:  $A_y = a_{yi} + a_{ys}$



*Il messaggio di errore "La sezione non può essere armata" appare se:*

Eurocodice 2:  $A_s^{bottom} + A_s^{top} > 0,04A_c$ , dove  $A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo

#### Tabella

Nella tabella sono usati i seguenti simboli:

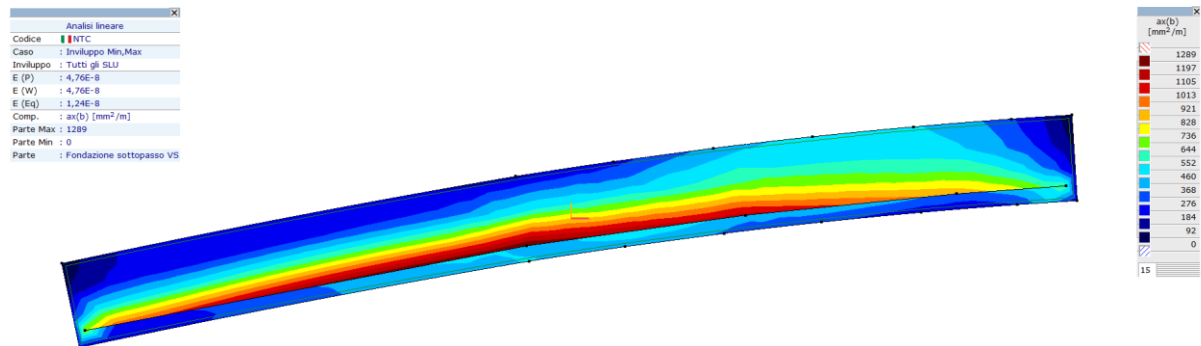
(-) armatura delle barre a compressione

la sezione non può essere armata nella corrispondente direzione

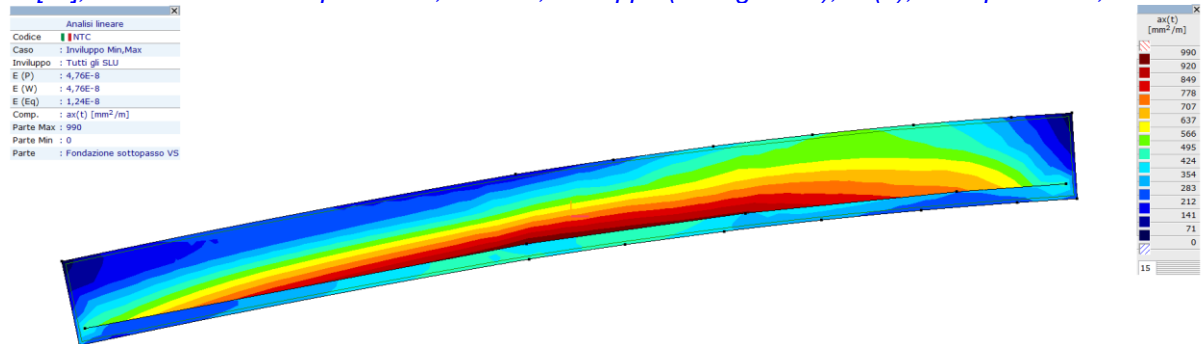
Non appare nessun simbolo quando è richiesta armatura.

• **Armature minime**

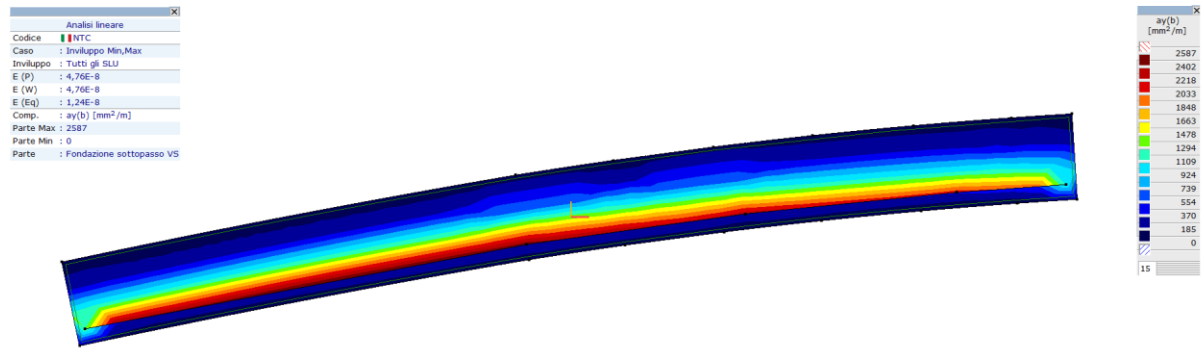
Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.



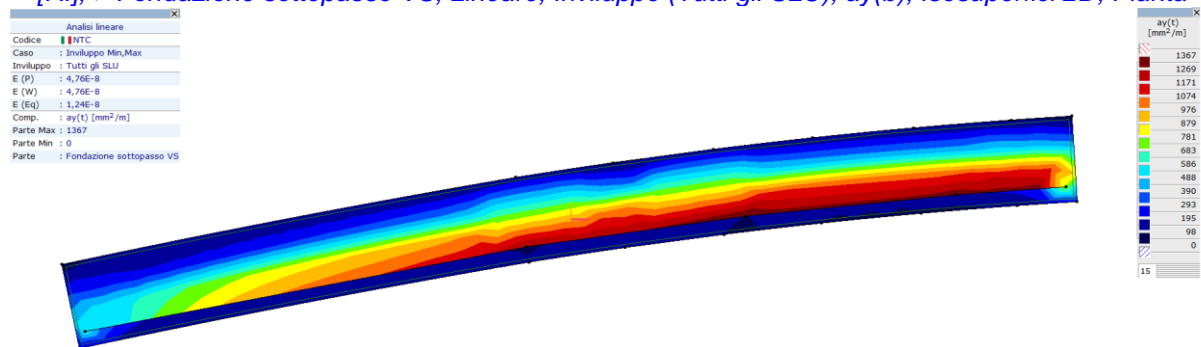
[RI], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(b), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(t), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(b), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Fondazione sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(t), Isosuperfici 2D, Pianta

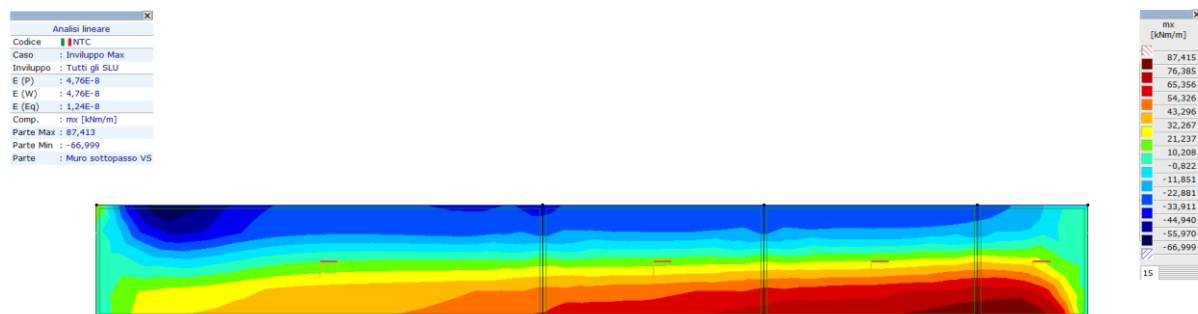
L'armatura prevista risulta la seguente:

- armature inferiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm + agg. 1 $\phi$ 22/40cm
- armature superiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature inferiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 16/20cm
- armature superiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 16/20cm

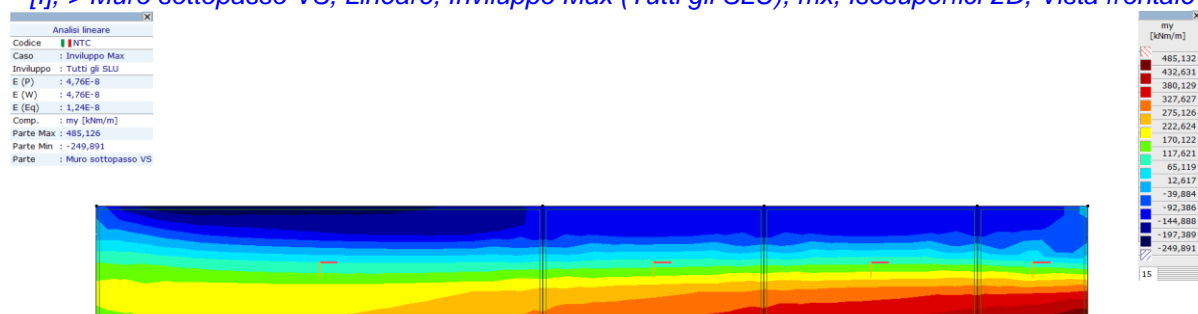
#### 4.1.1.1.3 Muro esterno

##### Sollecitazioni di calcolo:

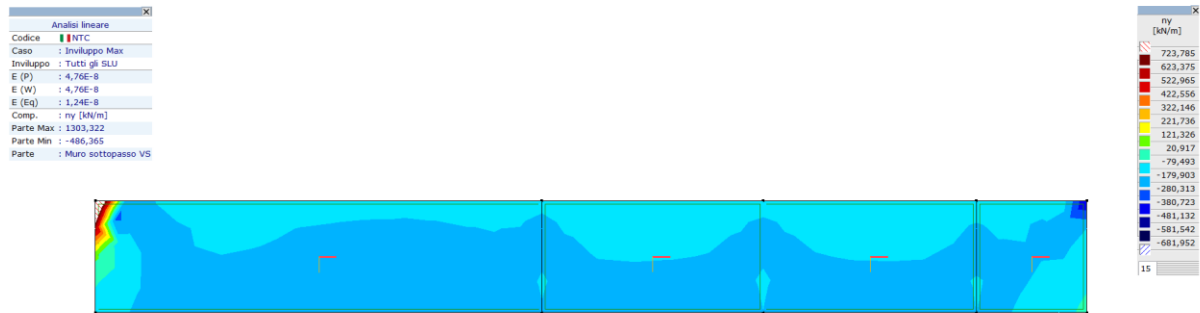
Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione più significativi relativi alle azioni flettenti.



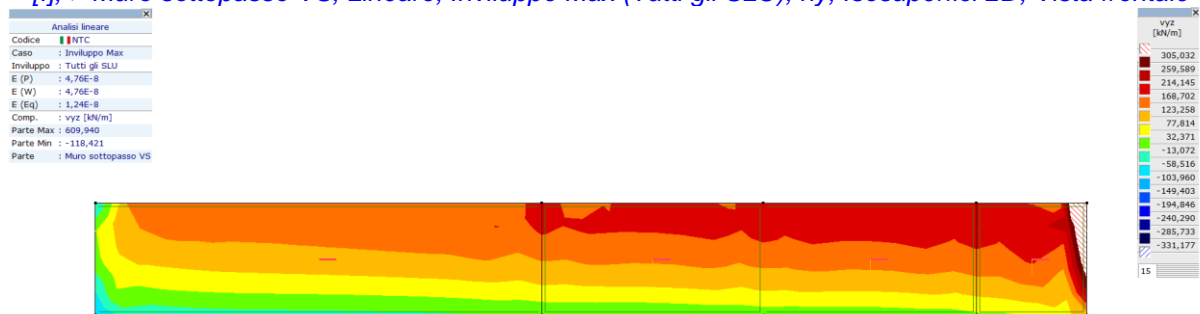
[I], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Vista frontale



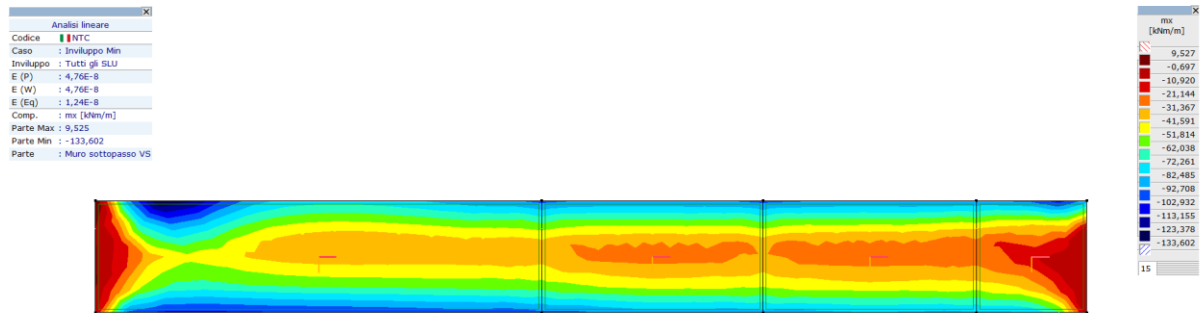
[I], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Vista frontale



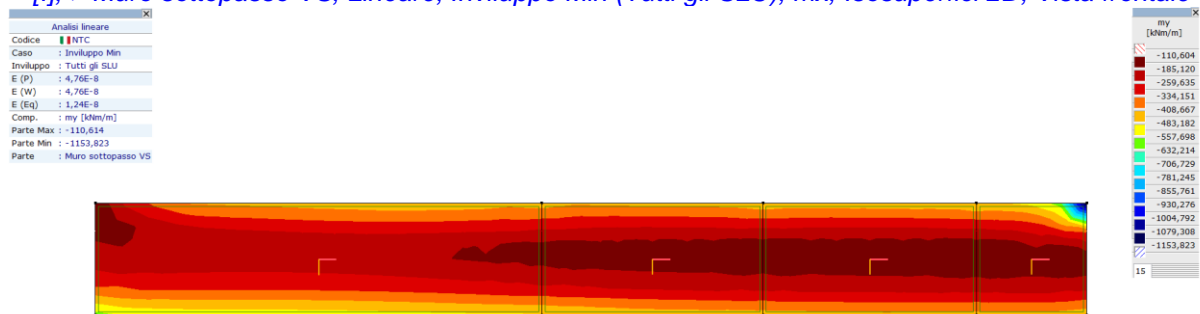
*[I], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), ny, Isosuperfici 2D, Vista frontale*



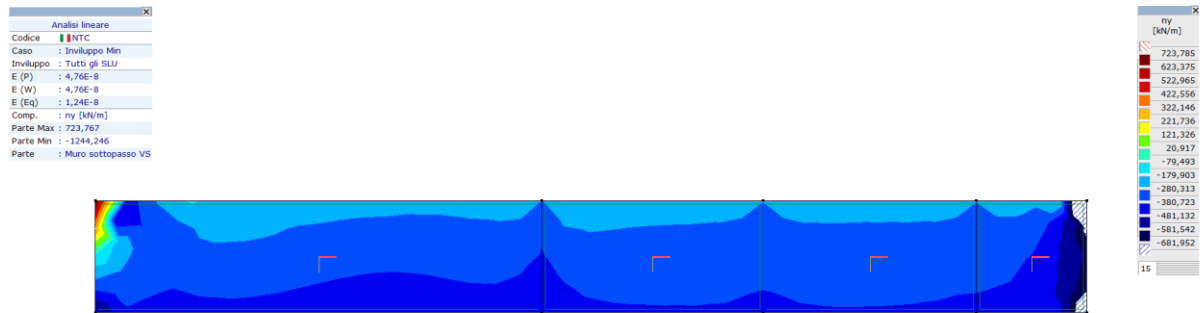
*[I], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Vista frontale*



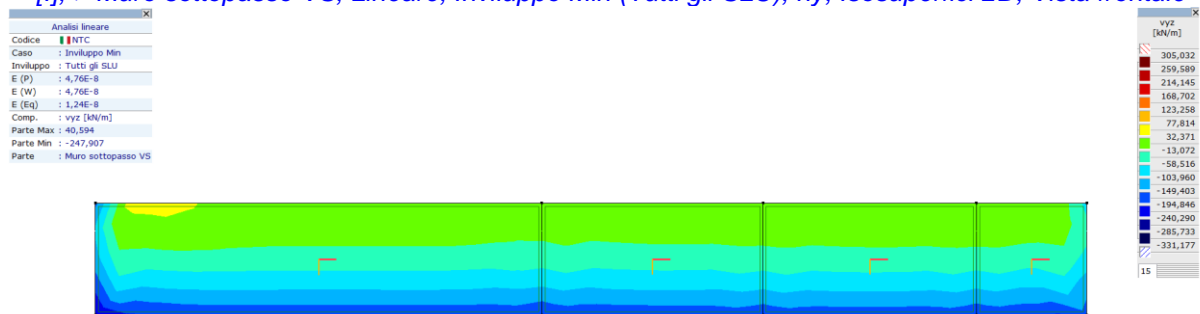
[I], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Vista frontale



[I], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Vista frontale



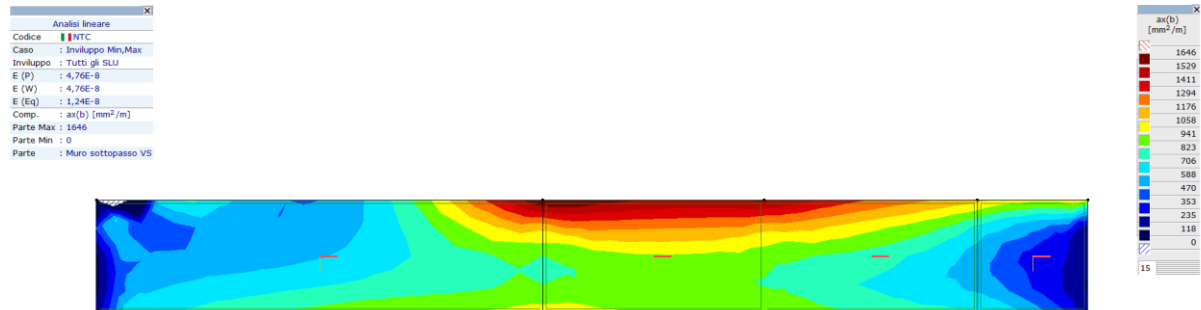
[I], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), ny, Isosuperfici 2D, Vista frontale



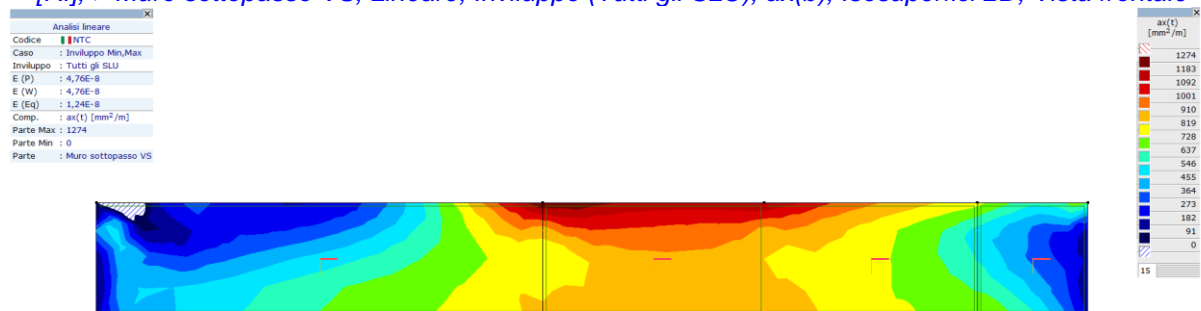
[I], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Vista frontale

## ARMATURE MINIME A FLESSIONE

Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.

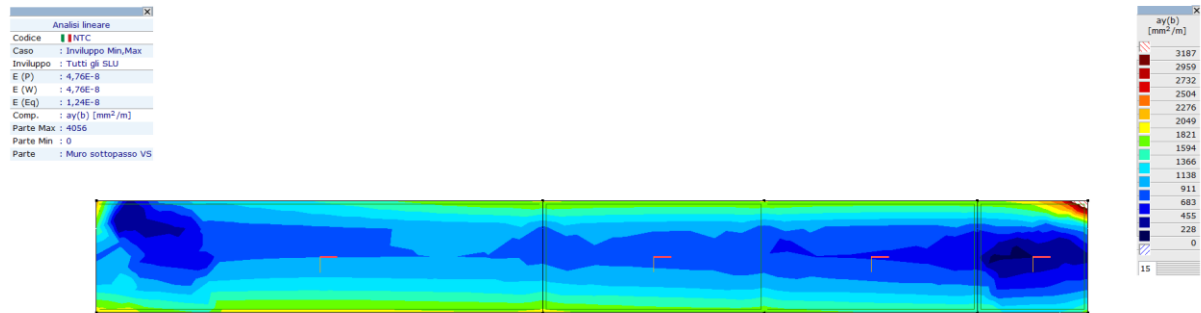


*[RI], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(b), Isosuperfici 2D, Vista frontale*

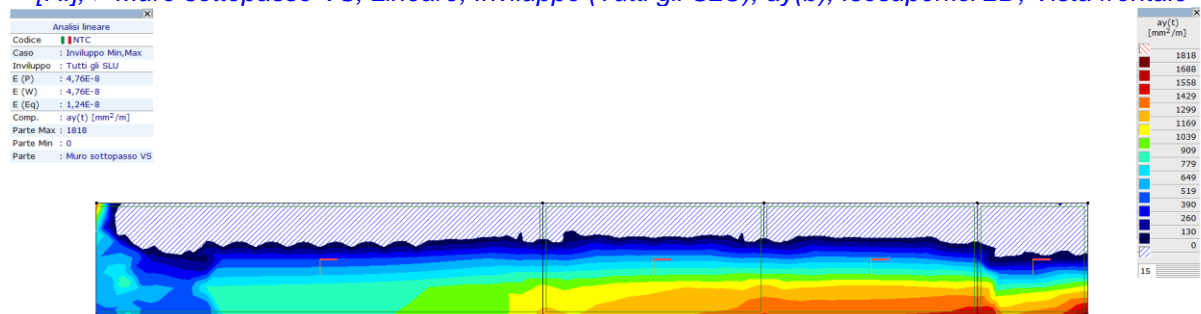


*[RI], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(t), Isosuperfici 2D, Vista frontale*





[RI], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(b), Isosuperfici 2D, Vista frontale



[RI], > Muro sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(t), Isosuperfici 2D, Vista frontale

L'armatura prevista risulta la seguente:

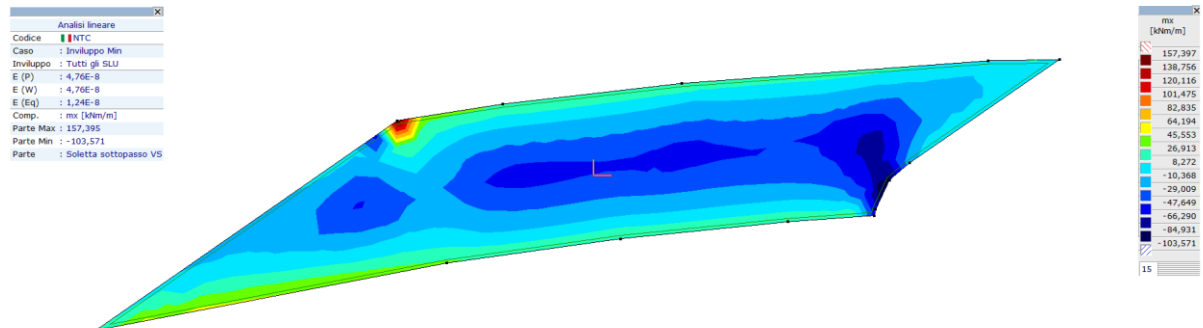
- armature inferiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature superiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature inferiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 20/20cm
- armature superiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 20/20cm

NB - Nelle zone tratteggiate maggiormente sollecitate verranno previste armature integrative

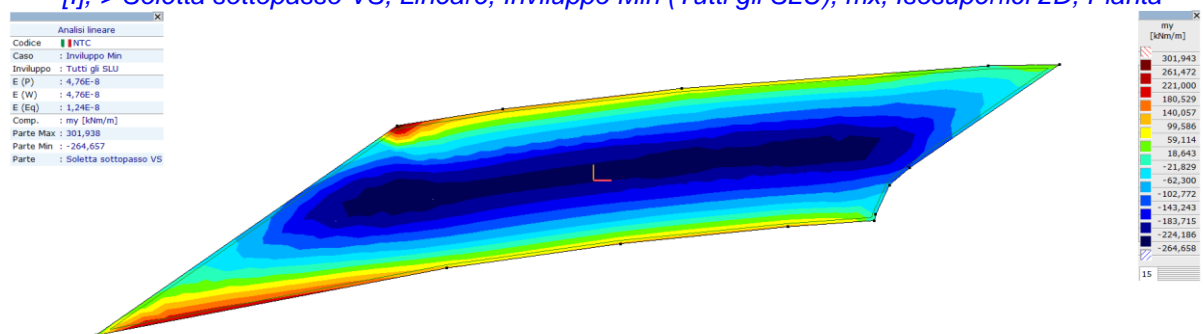
#### 4.1.1.1.4 Soletta superiore

##### Sollecitazioni di calcolo:

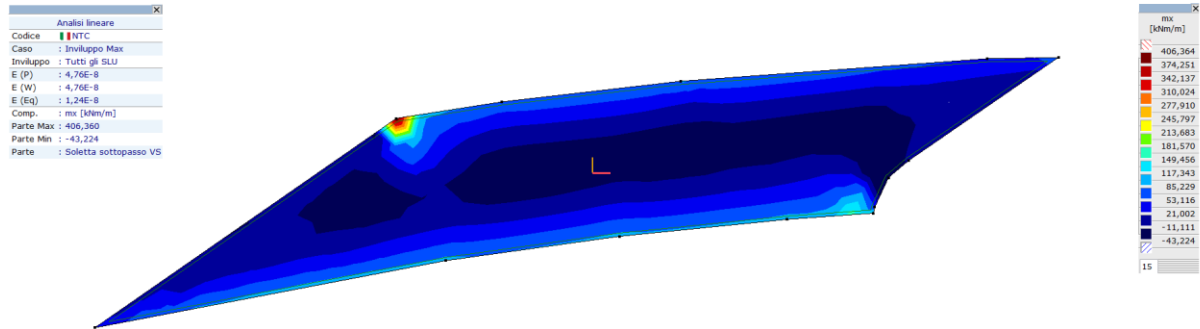
Di seguito si riportano i diagrammi di sollecitazione più significativi relativi alle azioni flettenti.



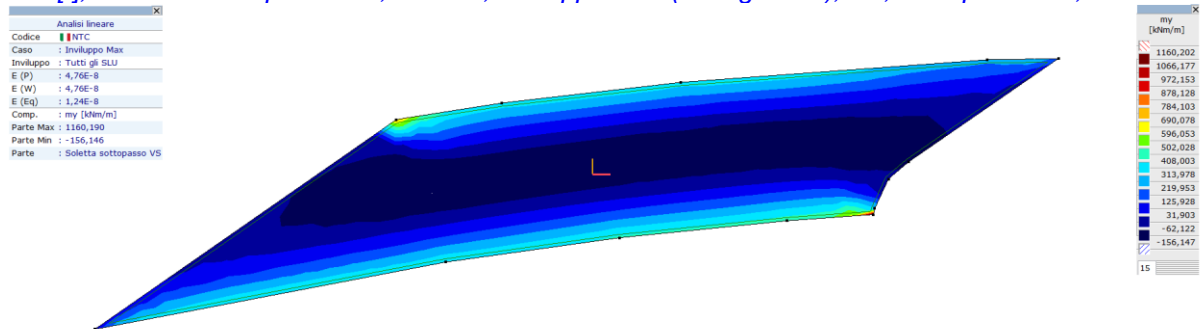
[I], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Pianta



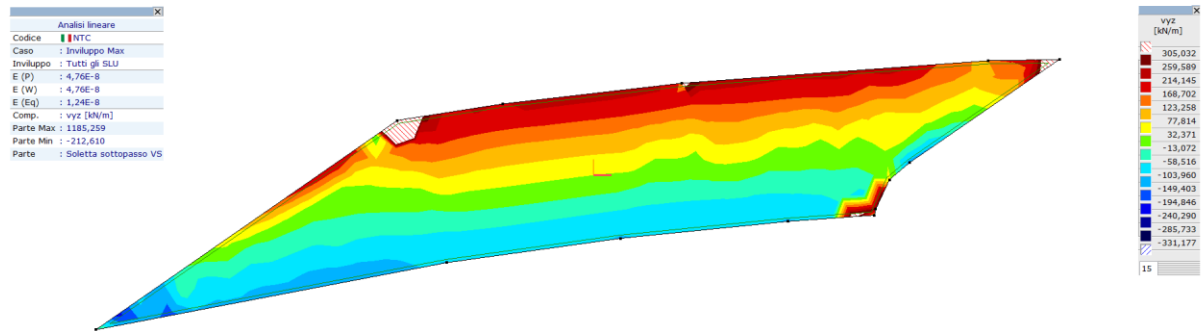
[I], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta



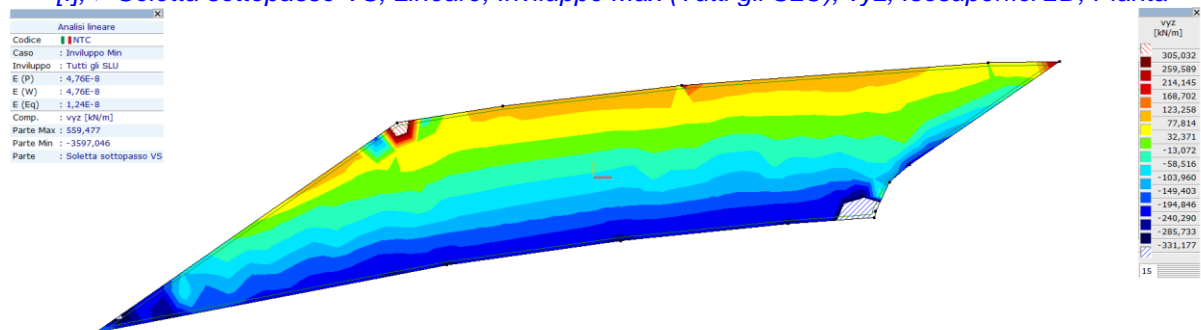
*[I], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), mx, Isosuperfici 2D, Pianta*



*[I], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), my, Isosuperfici 2D, Pianta*



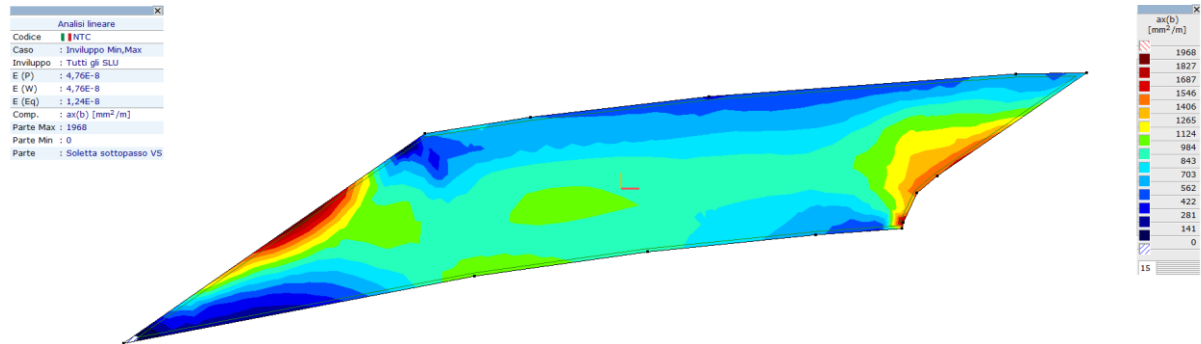
*[I], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo Max (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Pianta*



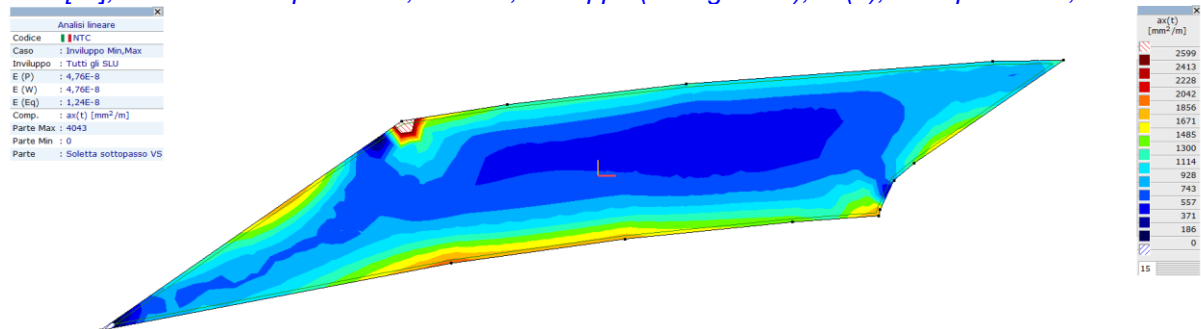
*[I], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo Min (Tutti gli SLU), vyz, Isosuperfici 2D, Pianta*

## ARMATURE MINIME A FLESSIONE

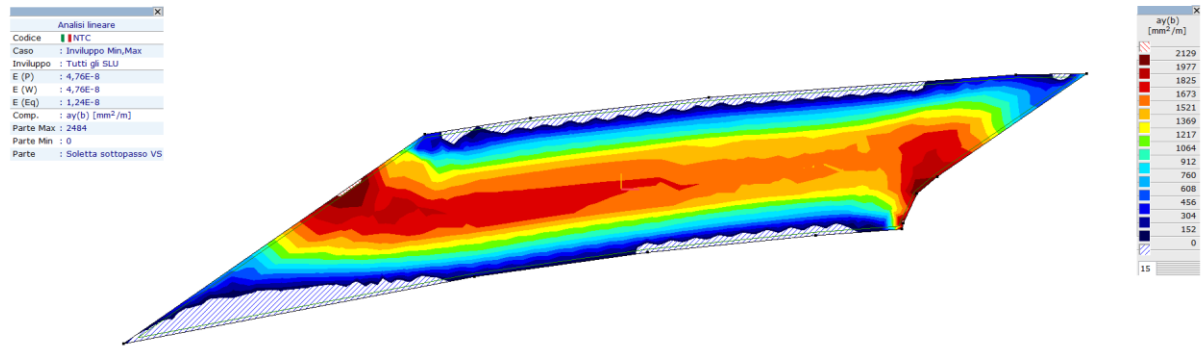
Di seguito si riportano i diagrammi con indicazione dell'armatura minima da disporre per ottenere una verifica a flessione positiva.



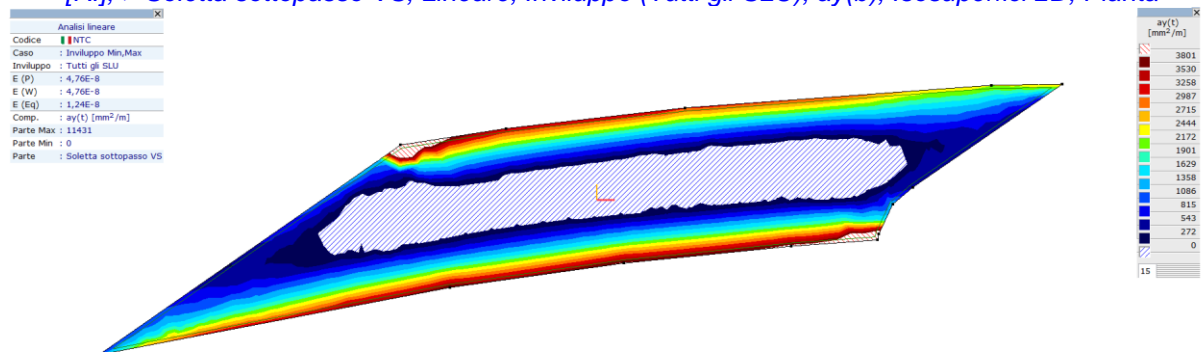
[RI], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(b), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ax(t), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(b), Isosuperfici 2D, Pianta



[RI], > Soletta sottopasso VS, Lineare, Involuppo (Tutti gli SLU), ay(t), Isosuperfici 2D, Pianta

L'armatura prevista risulta la seguente:

- armature inferiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm
- armature superiore trasversale: correnti 1 $\phi$ 22/20cm + aggiuntivi a negativo 1 $\phi$ 22/20cm
- armature inferiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 20/20cm
- armature superiore longitudinale: correnti 1 $\phi$ 20/20cm

NB - Nelle zone tratteggiate maggiormente sollecitate verranno previste armature integrative

## 5 VALIDAZIONE DEI RISULTATI

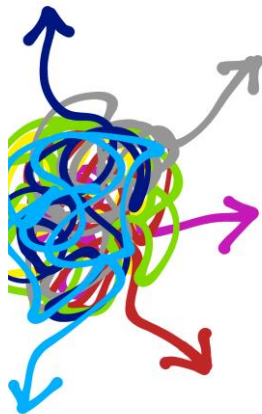
### Validazione codici di calcolo fornita dalla casa produttrice / AxisVM

La documentazione di validazione è reperibile ai seguenti indirizzi Internet:

<https://axisvm.eu/index.html> (sito della casa madre produttrice del codice di calcolo in uso)

<http://www.stadata.com/> (sito del rivenditore italiano del codice di calcolo dal quale è stata acquistata la licenza in uso)

Si veda in particolare il **Manuale di Validazione** dal quale le seguenti pagine introduttive:



**Manuale di  
validazione**



## Indice

<b>Premessa</b>	<b>4</b>
<b>Le caratteristiche del programma</b>	<b>7</b>
<b>Il processo di analisi</b>	<b>8</b>
<i>Principali Fasi di un'Analisi</i>	8
<b>Le funzionalità del programma</b>	<b>9</b>
<i>Sistemi di coordinate</i>	9
Coordinate Polari	9
<i>Materiali</i>	10
<i>Sezioni</i>	11
<i>Elementi Finiti</i>	12
<i>Elementi Lineari</i>	13
Elemento Reticolare	13
Elemento Trave	14
Elemento Nervatura	16
<i>Elementi bidimensionali</i>	18
Membrana	18
Piastra	19
Guscio	19
<i>Vincoli esterni</i>	20
Appoggio elastico nodale	20
Appoggi elastici lineari	22
Appoggi elastici superficiali	23
<i>Elementi finiti di collegamento</i>	24
Cerniera di bordo	24
Elemento Rigido	24
Vincolo Elastico	24
Vincolo Monolatero o di Contatto	25
Link (collegamento)	26
<i>DOF (Gradi di Libertà) Nodali</i>	27
<i>Riferimenti per l'orientamento</i>	29
<b>Carichi</b>	<b>33</b>
<i>Casi di Carico, Gruppi di Carico</i>	33
<i>Combinazione di Carico</i>	34
Carichi nodali	35
Carico Concentrato su Trave	35
Carico concentrato su un Dominio	35
Carico distribuito lineare su trave / nervatura	36
Carico di bordo	37
Carico Lineare su Dominio	38
Carico superficiale	39
Carichi di superficie su dominio	39
Calcolo automatico dei carichi su travi e nervature da carichi distribuiti sulla superficie	40
Carico idraulico	40
Peso proprio	41
Difetti di Lunghezza	41
Pretrazione/Precompressione	41
Carico Termico su elementi lineari	42
Carico termico su elementi bidimensionali	42
Spostamenti imposti agli appoggi elastici	43
Linea d'influenza	43
Carichi Sismici	44
Calcolo sismico in accordo con l'EUROCODICE 8	46
Calcolo sismico in accordo con la Normative italiana (OPCM 3274 – DM 16-1-96)	50
Masse Nodali	54



<b>Analisi delle strutture</b>	<b>55</b>
<i>Analisi Statica</i>	55
<i>Analisi Dinamica</i>	58
<i>Analisi di Instabilità</i>	59
<i>Elementi finiti</i>	59
<i>Messaggi di Errore</i>	61
<b>Presentazione risultati</b>	<b>63</b>
<i>Spostamenti</i>	64
<i>Sollecitazioni</i>	65
Elemento Reticolare/Trave	65
Sollecitazioni Nervatura	67
Sollecitazioni Elementi Bidimensionali	68
Reazioni Appoggio Elastico	70
Sollecitazioni negli elementi link linea-linea e cerniere di bordo	71
<i>Tensioni</i>	71
Elementi Reticolare/Trave/Nervatura	71
Elementi Bidimensionali	73
<i>Linee di Influenza</i>	73
<i>Carichi non Equilibrati</i>	73
<i>Dinamica</i>	74
<i>Instabilità</i>	74
<b>Progetto C.A.</b>	<b>75</b>
<i>Armatura Elemento Bidimensionale</i>	75
Calcolo in accordo con l'Eurocodice 2	76
Calcolo delle fessurazioni	78
Calcolo secondo Eurocodice 2	79
Deformazione non lineare di piastre in c.a.	79
Calcolo di resistenza al taglio per piastre e gusci	80
Calcolo secondo Eurocodice 2	80
<i>Armatura Colonna/Trave</i>	80
<i>Controllo delle colonne armate secondo Eurocodice 2</i>	84
<i>Progetto dell'armatura delle travi</i>	86
<i>Progetto armatura travi secondo Eurocodice 2</i>	91
Armatura longitudinale per le travi	92
<i>Analisi di punzonamento</i>	93
<i>Analisi di punzonamento secondo Eurocodice2</i>	94
<b>Progetto acciaio</b>	<b>96</b>
<i>Progetto acciaio secondo Eurocodice 3</i>	96
Calcolo dei bulloni per giunti in acciaio	99
<b>Bibliografia</b>	<b>102</b>
<b>Verifica casi notevoli</b>	<b>103</b>

## Premessa

Si riporta la documentazione richiesta dalla normativa **CNR 10024-86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo"**, in seguito "la norma", di competenza del produttore e del distributore del software di calcolo strutturale Axis VM ver. 12, in seguito "il programma".

Si cita parte della Norma considerata ai fini del presente documento, in corsivo e riquadrata.

Si nota che pur essendo la norma destinata "*all'impostazione e redazione delle relazioni di calcolo*", numerose sono le richieste di chiarimento relative al software che saranno dettagliatamente esaminate in ogni punto.

Non esistendo ad oggi enti certificatori ufficiali per i programmi di calcolo strutturale automatico, si provvede a dimostrare la validità del programma fornendo tutte le informazioni necessarie all'utilizzatore per un suo uso consapevole.

Si ricorda che le norme sanciscono la responsabilità finale del progettista che dovrà verificare se il problema strutturale esaminato può essere risolto con il programma, realizzando uno schema strutturale che comprenda tutti gli elementi significativi della struttura.

### 4.2. Grado di affidabilità dei codici

*Nella relazione di calcolo verrà formulata una valutazione del grado di affidabilità di ciascun programma usato sulla base dei seguenti requisiti:*

- esistenza di una documentazione esauriente sulle premesse teoriche, sulla impostazione generale e sui limiti di applicabilità del codice;*
- esistenza di controlli e riscontri con soluzioni note o con risultati ottenuti con procedimenti indipendenti;*
- presenza nel codice di un'autodiagnostica atta a segnalare eventuali incompatibilità nei dati e difficoltà numeriche in fase di elaborazione;*
- capacità del codice di fornire sintetiche rappresentazioni dei risultati salienti, anche intermedi, per consentire un rapido controllo dei dati di uscita.*

*Gli elementi necessari perché il progettista effettui la valutazione di cui sopra saranno forniti dal distributore del programma.*

Al fine di rispondere a tutte le specifiche richieste al punto 4.2 si riportano tutte le caratteristiche del programma, con i riferimenti teorici degli elementi finiti utilizzati e le analisi effettuate. Nel Capitolo dedicato alla "Verifica di Casi Notevoli" sono riportati numerosi esempi di calcolo risolti con Axis VM e confrontati con le soluzioni teoriche tratte dalla bibliografia tecnica o risolti con altri programmi.

### 4.1. Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

*La relazione di calcolo conterrà, per ogni programma utilizzato, i dati seguenti:*

- titolo, autore, organizzazione distributrice, sigla e data della versione;*
- eventuali modifiche apportate dall'utente;*

Axis VM è prodotto da InterCAD Kft., Károly krt. 9/606, Budapest, H-1075, Ungheria  
È distribuita in Italia in esclusiva da S.T.A. DATA srl, Corso Raffaello, 12 - 10126 Torino.  
L'attuale versione commerciale è la n. 12 distribuita dal 02-06-2014 ed è distribuita come realizzata dal produttore.

- tipo di assistenza da parte del fornitore;*
- tipo di documentazione effettivamente usata (manuale teorico, manuale d'uso, bibliografia dei fondamenti teorici, ecc.);*

Il servizio di assistenza in Italia è fornito da S.T.A. DATA srl e, per le questioni particolarmente complesse ci si avvale dell'assistenza diretta del produttore.

La documentazione fornita è costituita dal Manuale d'Uso che riporta le indicazioni relative ai comandi del programma, alle funzioni implementate, all'interpretazione dei dati di input e dei risultati,

- breve descrizione e campo di applicazione;*
- informazioni sintetiche sui fondamenti teorici, sui metodi di calcolo numerico usati, sulle normative di riferimento e sui limiti di applicabilità.*

Per quanto richiesto vedi la parte relativa a: "Caratteristiche del programma".

## 5. MODALITÀ DI PRESENTAZIONE

### 5.1. Stampa dei dati di ingresso

Per una completa presentazione dell'analisi svolta si richiede una lista di tutti i dati di ingresso comunque forniti o generati, tali da definire univocamente le caratteristiche geometriche, meccaniche e di carico dello schema e del modello, sufficientemente dettagliata da permettere a terzi una rielaborazione indipendente del problema.

Tale lista deve essere prodotta dal calcolatore preferibilmente durante la fase stessa di elaborazione e dovrà essere integrata dalle indicazioni relative a: simbologia, unità di misura; convenzioni sui riferimenti locali e globale, sul segno delle caratteristiche di sollecitazione e delle componenti di spostamento. Se del caso, andrà indicato, il criterio di resistenza adottato.

Per una migliore leggibilità dei dati è inoltre opportuno allegare rappresentazioni grafiche del modello adottato, possibilmente fornite per via automatica dall'elaboratore.

Nel caso di più analisi concatenate andrà chiaramente evidenziata la provenienza dei dati utilizzati in ogni fase.

### 5.2. Stampa dei risultati

Si richiede la presentazione di quanto è essenziale a descrivere lo stato di sollecitazione, di tensione e di deformazione della struttura in esame, quali risultano dall'analisi svolta.

Per una analisi statica, o dinamica con integrazione diretta, saranno fornite, per le condizioni di carico significative, informazioni riguardanti:

- componenti di spostamento in un numero di punti sufficiente a valutare le configurazioni deformate;
- componenti di sforzo e di tensione, ed eventualmente il loro inviluppo, in un numero di punti sufficiente a permettere una verifica di sicurezza della struttura;
- componenti di reazione.

Per analisi dinamiche che usano un metodo di sovrapposizione modale saranno inoltre riportati:

- periodi propri;
- tipo di sovrapposizione modale utilizzato;
- entità delle masse modali o coefficienti di partecipazione.

Nel caso di verifica automatica delle sezioni occorre indicare, per ciascuna sezione: le caratteristiche geometriche, le caratteristiche di sollecitazione, e le tensioni.

Quanto richiesto da questi articoli si può ottenere utilizzando le funzioni relative alla costruzione della Relazione di Calcolo.

### 5.3. Notizie sull'elaborazione

Si riporteranno le indicazioni atte a individuare l'elaboratore utilizzato e l'elaborato prodotto.

#### Commento 5.3.

Indicazioni significative sono:

per l'elaboratore:

- tipo;
- capacità di memoria centrale effettivamente disponibile;

L'hardware necessario deve essere compatibile con i sistemi operativi Microsoft Windows® (98, NT, 2000, XP, Vista).

La memoria centrale richiesta è pari a minimo 512 Mb, sino a 2 Gb. Per il S.O. Vista la dimensione massima è 3 Gb.

- lunghezza (in bit) della parola;

32 bit

- unità di memoria di massa;

È consigliabile una memoria di massa minima pari a 10 Gb.

- unità periferiche;
- sistema operativo e sua versione;

per i programmi utilizzati:

- tipo di linguaggio;
- tipo di variabili usate (semplice o doppia precisione);

I sistemi operativi utilizzati sono Microsoft Windows® (98, NT, 2000, XP, Vista).

Il linguaggio utilizzato è il Pascal

Le variabili usate sono in doppia precisione.

per l'elaborato:

- intestazione;
- data e ora di esecuzione;

Nelle pagine che seguono si riportano alcuni **esempi di validazione**.

536

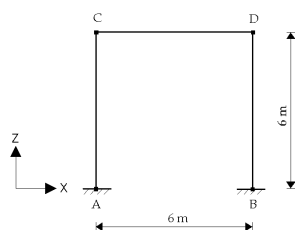
AXI/VMX4

## 10. Esempi

### 10.1. Analisi Statica Lineare di un Telaio Piano di Acciaio

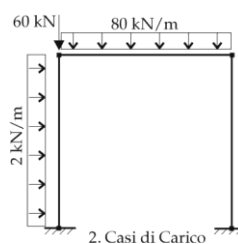
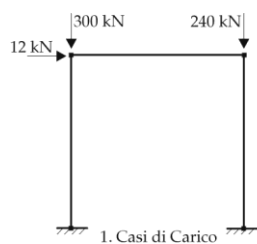
Inserimento dati AK-ST-I.axs

Geometria:



Materiale: Acciaio  
Sezione: I 240

Carichi:



Risultati

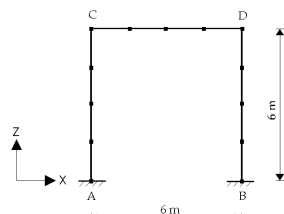
AK-ST-I.axe

Componente		Analitici	AxisVM
1 Lc.	$e_x^{(C)}$ [mm]	17.51	17.51
	$M_y^{(A)}$ [kNm]	-20.52	-20.52
2 Lc.	$e_x^{(C)}$ [mm]	7.91	7.91
	$M_y^{(A)}$ [kNm]	63.09	63.09

## 10.2. Analisi Statica Non-Lineare per Geometria di un Telaio Piano in Acciaio

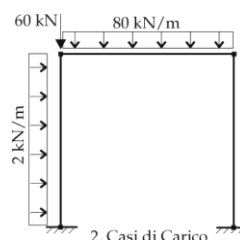
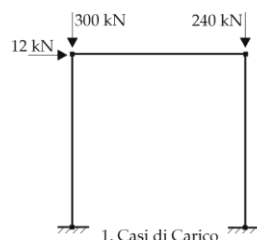
Inserimento dati AK-ST-II.axs

Geometria:



Materiale: Acciaio  
Sezione: I 240

Carichi:



Risultati

AK-ST-II.axe

Componente		Con Funzioni di Stabilità	AxisVM
1 Lc.	$e_x^{(C)}$ [mm]	20.72	20.58
	$M_y^{(A)}$ [kNm]	-23.47	-23.41
2 Lc.	$e_x^{(C)}$ [mm]	9.26	9.22
	$M_y^{(A)}$ [kNm]	66.13	66.25

Verifica

L'equilibrio deve essere verificato considerando le frecce.

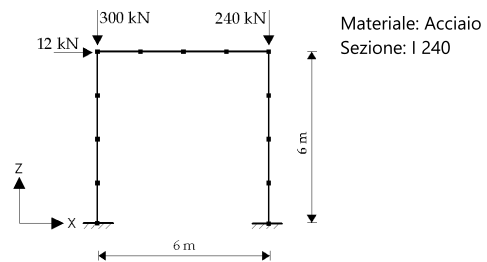
538

AXI/VM X4

### 10.3. Analisi di Instabilità di un Telaio Piano in Acciaio

Inserimento dati AK-KI.axs

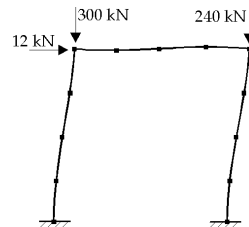
Geometria e carichi:



Risultati

AK-KI.axe

Modo di Instabilità:

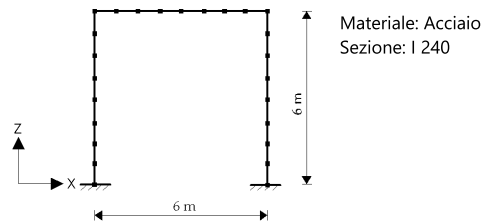


Moltiplicatore di Carico critico	Cosmos/M™	AxisVM
$n_{cr}$	6.632	6.633

## 10.4. Analisi Dinamica (del I Ordine) di un Telaio Piano in Acciaio

Inserimento dati AK-RZ-I.axs

Geometria:



Risultati AK-RZ-I.axe

Modo	Frequenza [Hz]	
	Cosmos/M™	AxisVM
1	6.957	6.957
2	27.353	27.353
3	44.692	44.692
4	48.094	48.094
5	95.714	95.714
6	118.544	118.544

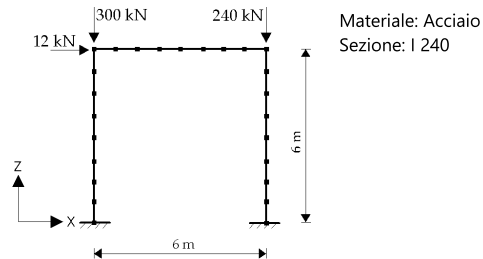
540

AXI/VMX4

## 10.5. Analisi Dinamica (del II Ordine) di un Telaio Piano in Acciaio

Inserimento dati AK-RZ-II.axs

Geometria e carichi:

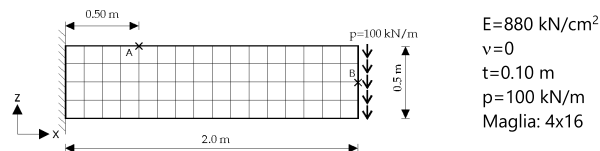


Risultati AK-RZ-II.axe

Modo	Frequenza [Hz]	
	Cosmos/M™	AxisVM
1	0.514	0.514
2	11.427	11.426
3	12.768	12.766
4	17.146	17.145
5	27.112	27.109
6	39.461	39.456

## 10.6. Analisi Statica Lineare di una Trave in Calcestruzzo Armato

Inserimento dati VT1-ST-I.axs



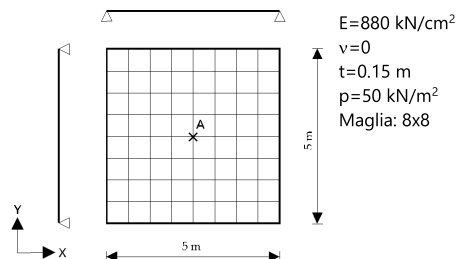
Risultati VT1-ST-I.axe

Componente	Teoria della Trave (incluse deformazioni di taglio)	AxisVM
$e_z^{(B)}$ [mm]	15.09	15.09
$n_x^{(A)}$ [kN/m]	1800.00	1799.86



## 10.7. Analisi Statica Lineare di una Piastra in Calcestruzzo Armata semplicemente Appoggiata

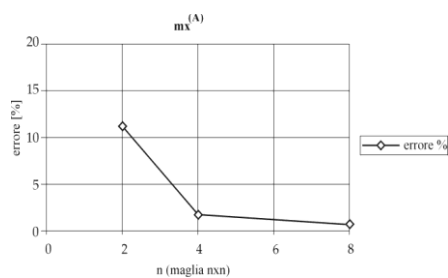
Inserimento dati VL1-ST-I.ans



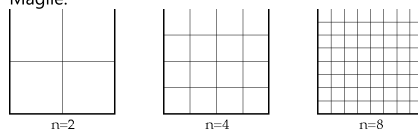
Risultati

Componente	Analitici (escluse deformazioni di taglio)	AxisVM (incluse deformazioni di taglio)
$e_z^{(A)}$ [mm]	51.46	51.46
$m_x^{(A)}$ [kNm/m]	46.11	46.31

Analisi di convergenza



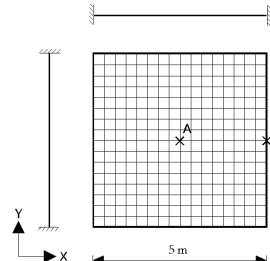
Maglie:



## 10.8. Analisi Statica Lineare di una Piastra Incastrata in Calcestruzzo Armato.

Inserimento dati

VL2-ST-l.axs

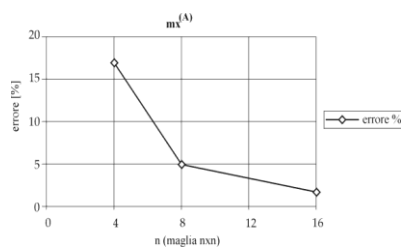


$E=880 \text{ kN/cm}^2$   
 $\nu=0$   
 $t=0.15 \text{ m}$   
 $p=50 \text{ kN/m}^2$   
Maglia: 16x16

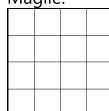
Risultati

VL2-ST-l.axe

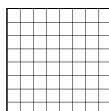
Componente	Analitici (escluse deformazioni di taglio)	AxisVM (incluse deformazioni di taglio)
$e_z^{(A)}$ [mm]	16.00	16.18
$m_x^{(A)}$ [kNm/m]	22.01	22.15
$m_x^{(B)}$ [kNm/m]	64.43	63.25
$q_x^{(B)}$ [kN/m]	111.61	109.35



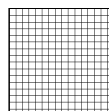
Maglie:



n=4



n=8



n=16

## GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

I risultati ottenuti dall'analisi mediante codice di calcolo del modello numerico qui considerato risultano coerenti con i calcoli 'di massima' condotti dallo scrivente in fase di dimensionamento e di controllo a posteriori dei risultati.

In particolare si precisa quanto segue relativamente ad alcuni elementi specifici del calcolo.

- **STRUTTURA SOGGETTA AI CARICHI STATICI**

Gli elementi della struttura e gli altri elementi in cui i carichi statici sono prevalenti sono stati analizzati con schemi di calcolo riconducibili a schemi 'semplici' (es. travi su appoggi semplici, mensole) i cui risultati sono facilmente controllabili raffrontandoli con gli schemi base della statica.

Non si ritiene necessario esporre in dettaglio verifiche di controllo per tali elementi.

- **ANALISI SISMICA**

**I modi di vibrare appaiono coerenti con lo schema strutturale. I periodi propri** sono in linea con i **valori ordinari** associati alla tipologia di opera a parità di schema strutturale.

**La percentuale di massa attivata** rispetta il limite minimo normativo dell'**85%** e **le azioni sismiche totali ottenute sono coerenti con le masse totali ed i periodi dei modi dominanti.**

Fatte queste premesse, non si ritengono necessarie ulteriori valutazioni ed **i risultati dell'analisi sismica sono giudicati accettabili.**

- **VALUTAZIONI DI ACCETTABILITÀ DEGLI SCHEMI DI CALCOLO A RISOLUZIONE MANUALE**

I risultati ottenuti su schemi di calcolo risolti manualmente appaiono in linea con valutazioni di massima eseguibili sulla base di eventuali ulteriori semplificazioni degli schemi adottati.

Si valuta non necessario riportare ulteriori considerazioni specifiche, e si conclude che

**i risultati e le verifiche da schemi di calcolo a risoluzione manuale sono giudicati accettabili.**

## GIUDIZIO FINALE DI ACCETTABILITÀ

Sulla base delle valutazioni condotte per i modelli numerici e quelle per gli schemi di calcolo a risoluzione manuale, si conclude che:

**i risultati e le verifiche del presente calcolo sono giudicati accettabili.**