



PROVINCIA DI CHIETI

PROGETTO DEFINITIVO

ADEGUAMENTO DELLE S.S. 81-84
TRATTO GUARDIAGRELE-EST
INNESTO S.S. 652 "VAL DI SANGRO"

LOTTO I

RESPONSABILE PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

I PROGETTISTI:

Dott. Ing. Fabrizio Besozzi
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 15126

Dott. Ing. Marco Petrangeli
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 18744

Dott. Ing. Giovanni Zallocco
Iscritto Albo Ingegneri Provincia di Roma n° 5745

COORDINAMENTO ATTIVITA' IN LOCO:

Dott. Arch. Mariano Strizzi
Iscritto Albo Architetti Provincia di Chieti n° 97

PROGETTAZIONE:

A.T.I.

mandataria

SILEC S.p.A.

Divisione Progettazione
e Studi

SELPRO

mandanti



EM./RE.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTR.	APPROV.
A	OTT. '03	Emissione	A.P.	G.C.	G.Z.

*OPERE D'ARTE MAGGIORI
GALLERIE*

*GALLERIA ARTIFICIALE "COLLELUNGO"
RELAZIONE TECNICA E DI PREDIMENSIONAMENTO*

SCALA :

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

G A 0 3

PROGR.

0 0 1

REV.

A

INDICE

<u>1</u>	<u>SCOPO DELLA RELAZIONE E DESCRIZIONE</u>	<u>2</u>
<u>2</u>	<u>NORME, E DECRETI</u>	<u>4</u>
<u>3</u>	<u>MATERIALI</u>	<u>6</u>
<u>4</u>	<u>ELABORATI DI RIFERIMENTO</u>	<u>8</u>
<u>5</u>	<u>PARAMETRI GEOTECNICI</u>	<u>9</u>
<u>6</u>	<u>ANALISI DELLE OPERE</u>	<u>10</u>
6.1	OPERE DI CONTENIMENTO (DIAFRAMMI)	10
6.1.1	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E DEFINIZIONE SPINTE	10
6.1.2	ANALISI AD ELEMENTI FINITI	17
6.1.3	DIAFRAMMA CON SEZIONE A T	20
6.1.4	VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE	29
6.2	GALLERIA ARTIFICIALE COLLELUNGO	32
6.2.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	32
6.2.2	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	35
6.2.3	ANALISI DEI CARICHI	36
6.2.4	SCHEMA STATICO	40
6.2.5	VERIFICHE	44
<u>7</u>	<u>ALLEGATI DI CALCOLO</u>	<u>61</u>
7.1	VERIFICA SEZIONE DIAFRAMMA ALLO S.L.-CASO 1	61
7.2	VERIFICA SEZIONE SOLETTA INFERIORE ALLO S.L.-CASO 1	68
7.3	VERIFICA SEZIONE SOLETTA SUPERIORE ALLO S.L.-CASO 1	77

1 SCOPO DELLA RELAZIONE E DESCRIZIONE

Oggetto della presente relazione è l'intervento di realizzazione della galleria artificiale Collelungo, facente parte dell'adeguamento delle S.S. 81 – 84, tratto Guardiagrele – est innesto S.S. 652 “Val di Sangro”, che interessa l'opera dal Km 8+168.00 al Km 8+203.00 per un totale di 35.00 metri. La galleria presenta una sezione rettangolare costituita due diaframmi in c.a. con sezione a “T” di lunghezza 21.00 metri e spessore 1,40 metri posti a una distanza netta di 14,50 metri, e da due solette in c.a. con sezione rettangolare di spessore 1,40 metri. L' altezza netta interna della galleria artificiale varia tra 5,50 e 5,65 metri, mentre la distanza tra intradosso soletta superiore ed estradosso soletta inferiore è di 6.60 metri.

Le zone degli imbocchi, relative alle rampe di accesso verranno realizzate con muri ad “U” in c.a. di altezze diverse dipendenti dalla quota del terreno e comunque comprese tra 8.00 e 5.00 metri, e da muri di contenimento in c.a. di altezza variabile tra 2.50 e 6.20 metri.

La soletta superiore e quella inferiore saranno realizzate con uno spessore di 1.40 metri.

Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia di impalcato larga 2.50 m.

La zona considerata è sismica di I categoria.

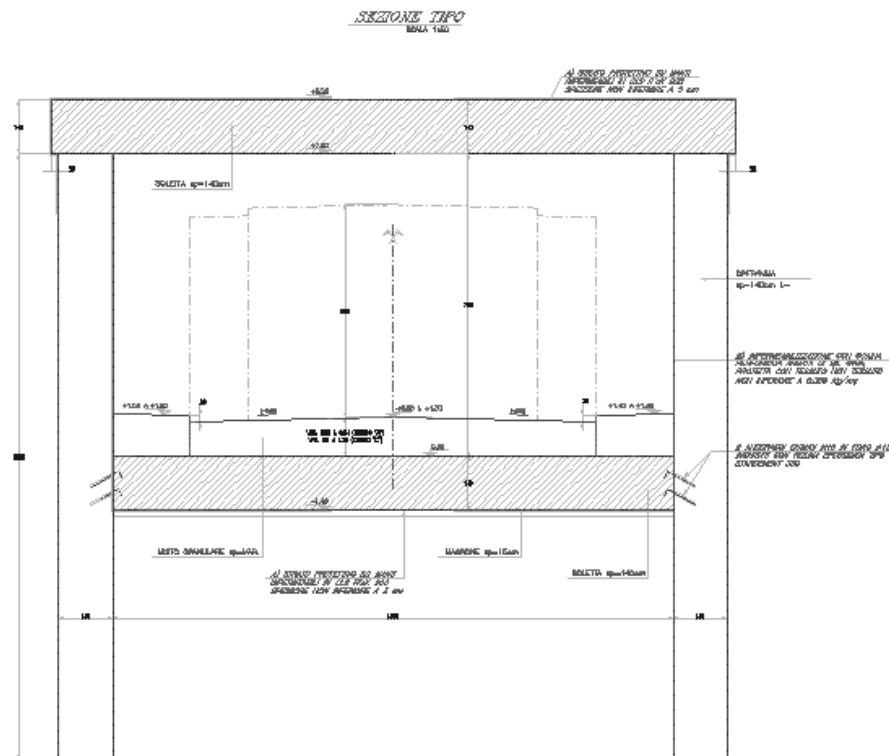


Figura 1 - Schema della sezione in retto

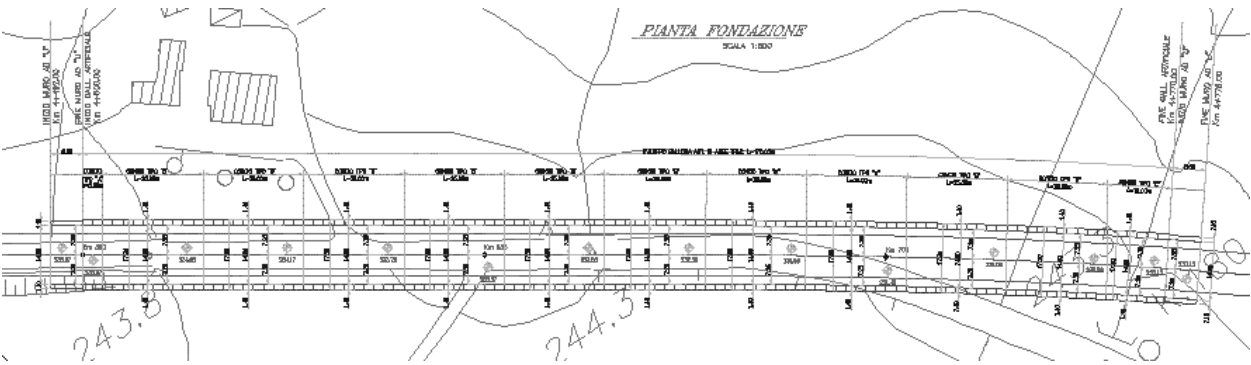


Figura 2 - Schematizzazione in pianta

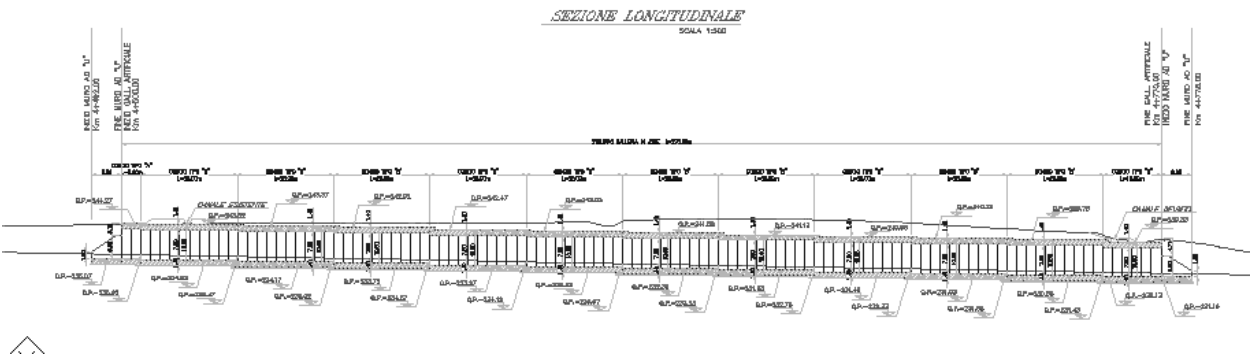


Figura 3 - Schematizzazione profilo

2 NORME, E DECRETI

Nell'esecuzione dei calcoli statici si è fatto riferimento alla normativa vigente ed in particolare alle seguenti norme:

- **Istruzione F.S. 44° del 11.11.1996** “Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviaria”.
- **Istruzione F.S. 44b del 14.11.1996** “Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruirsi in zona sismica”.
- **Istruzione F.S. dello Stato del 13.01.1997** “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo”. Testo aggiornato dell'istruzione n°I/SC/PS-OM/2298 del 2 Giugno 1995.
- **Italferr Sis. T.A.V. “Sistema Alta Velocità-Manuale di Progettazione”**
- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici del 4 Maggio 1990**, “ Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali”.
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici n° 34223 del 25.02.1991**, “Legge 2 Febbraio 1974, n°64-Art.1. Decreto ministeriale 4 maggio 1990-Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali”.
- **D.M. 11 Marzo 1988** “ Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, e dei criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici del 24 Settembre 1988, n°30483**, “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, e dei criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- **Legge 5 Novembre 1971, n°1086E** relative istruzioni emanate con circ. n° 11951 del 4.2.1974 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici del 14.02.1992** “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici del 24 Giugno 1993, n°37406/S.T.C.** “Istruzioni relative alle “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso ed a struttura metallica” di cui al Decreto ministeriale 14 Febbraio 1992”.
- **Legge 2 Febbraio 1974, n°64** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 9 Gennaio 1996** “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 16 Gennaio 1996** “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- **Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 16 Gennaio 1996** “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici del 4 Luglio 1996, n° 156 AA.GG./S.T.C.** “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al decreto ministeriale 16 Gennaio 1996”.
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici del 15 Ottobre 1996, n°252 AA.GG./S.T.C.** “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, naturale e precompresso, e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale del 9 Gennaio 1996”.
- **Circolare Ministero dei Lavori Pubblici del 10 Aprile 1997, n°65 AA.GG.** “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per costruzioni in zone sismiche” di cui al decreto ministeriale del 16 Gennaio 1996”.
- **Ordinanza 08/05/2003 n.3274:** “Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l’adeguamento sismico degli edifici”.
- **Ordinanza 08/05/2003 n.3274:** “Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni”.

3 MATERIALI

-CALCESTRUZZO

solette	$R'_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
muri	$R'_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$
pali e diaframmi	$R'_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$
magrone	$R'_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$
peso specifico cls	$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$
Rapporto acqua/cemento	non superiore a 0.50

-ACCIAIO FeB44K

controllato in stabilimento

I valori delle tensioni risultano:

CALCESTRUZZO - $R'_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$:

Tensione caratteristica cubica del cls	$R_{bk} = 35 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Tensione caratteristica cilindrica del cls ($0.83 \times R_{bk}$)	$R_{ck} = 29 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Fattore di riduzione per carico di lunga permanenza	$\psi = 0.85$
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 440 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Coefficiente di sicurezza cls	$\gamma_c = 1.60$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo del cls ($\psi R_{ck} / \gamma_c$)	$R^*_c = 15,4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Resistenza di calcolo dell'acciaio (f_{yk} / γ_s)	$R^*_s = 382,6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s = 210000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Deformazione ultima del calcestruzzo	$\epsilon_{cu} = 0.0035 (0.35\%)$
Deformazione del calcestruzzo al limite elastoplastico	$\epsilon_{ck} = 0.0020 (0.20\%)$
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{yu} = 0.0100 (1.00\%)$
Deformazione dell'acciaio al limite elastico (R^*_s / E_s)	$\epsilon_{yk} = 0.0018 (0.18\%)$

- CALCESTRUZZO - $R'_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$:

Tensione caratteristica cubica del cls	$R_{bk} = 25 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Tensione caratteristica cilindrica del cls ($0.83 \times R_{bk}$)	$R_{ck} = 20,8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Fattore di riduzione per carico di lunga permanenza	$\psi = 0.85$
Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 440 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

Coefficiente di sicurezza cls	$\gamma_c = 1.60$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di calcolo del cls($\psi R_{ck}/\gamma_c$)	$R_c^* = 11,0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Resistenza di calcolo dell'acciaio(f_{yk}/γ_s)	$R_s^* = 382,6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Modulo elastico dell'acciaio	$E_s = 210000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Deformazione ultima del calcestruzzo	$\epsilon_{cu} = 0.0035(0.35\%)$
Deformazione del calcestruzzo al limite elastoplastico	$\epsilon_{ck} = 0.0020(0.20\%)$
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{yu} = 0.0100(1.00\%)$
Deformazione dell'acciaio al limite elastico (R_s^*/E_s)	$\epsilon_{yk} = 0.0018(0.18\%)$

- LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO

Per il legame costitutivo del calcestruzzo si assume il diagramma parabola-rettangolo espresso dalle seguenti relazioni:

Tratto parabolico: $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{ck}$

$$\sigma_c = \frac{R_c^* (2\epsilon_{ck} \epsilon_c - \epsilon_c^2)}{\epsilon_{ck}^2}$$

Tratto rettangolare: $\epsilon_{ck} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$

$$\sigma_c = R_c^*$$

- LEGAME COSTITUTIVO DELL'ACCIAIO

Per l'acciaio si assume un comportamento elastico-perfettamente plastico espresso dalle seguenti relazioni:

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s \text{ per } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$$

$$\sigma_s = R_s^* \text{ per } \epsilon_{sy} < \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$$

Si assume, per tutta la struttura, un copriferro pari a 6cm.

4 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Descrizione Elaborato

Codifica

Relazione generale	D1RG0000001A
Corografia generale	D1P30000001A
Relazione geologica ed idrogeologica	D1RIGE00001A
Relazione geotecnica	D1RBGE00001A
Profilo geotecnico	D1F5GE00001A
Relazione idraulica	D1RIID00001A
Planimetria, profilo e sezioni tipo	D1PZGA03001A
Carpenteria – Tavola 1	D1BZGA03001A
Carpenteria – Tavola 2	D1BZGA03002A
Relazione tecnica e di predimensionamento	D1CLGA03001A

5 PARAMETRI GEOTECNICI

Le indagini geotecniche (sondaggi S11 e S16) hanno evidenziato per gli strati superficiali interessati dagli scavi per la galleria caratteristiche geomeccaniche scadenti, si assume quindi:

- per la parte superiore, fino a 1÷2 m (UNITA' 0)

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

$$c' = 0,$$

$$\gamma = 20,0 \text{ kN/m}^3;$$

- da 1÷2 m fino a 6 m (UNITA' 1),

$$\phi' = 18^\circ,$$

$$c' = 0,$$

$$\gamma = 19,3 \text{ kN/m}^3;$$

- da 6 m in poi (UNITA' 2)

$$\phi' = 18^\circ,$$

$$c' = 0,$$

$$\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3.$$

Non si ha presenza di falde.

Le fasi di realizzazione della galleria sono:

1. Sbancamento del terreno per circa 1÷2 m ed esecuzione dei cordoli guida;
2. realizzazione delle due file di diaframmi aventi sezione indicata in fig.4;
3. scavo fino ad una quota di -3.00 m dalla testa dei diaframmi;
4. esecuzione della soletta di copertura;
5. completamento degli scavi in galleria;
6. esecuzione della soletta di fondo;
7. esecuzione delle opere di completamento e finitura.

La determinazione delle sollecitazioni nelle paratie terrà conto della successione delle suddette fasi esecutive.

6 ANALISI DELLE OPERE

Per l'analisi delle opere sono stati utilizzati i seguenti programmi:

- SAP 2000,
- Pacchetto AZTEC,
- Microsoft EXCEL.

La presente relazione è stata redatta con il programma Microsoft WORD.

6.1 Opere di contenimento (Diaframmi)

6.1.1 Caratterizzazione stratigrafica e definizione spinte

Per la caratterizzazione stratigrafica si rimanda al paragrafo 5 (Parametri geotecnici)

6.1.1.1 Definizione delle spinte

Si è calcolata la lunghezza di infissione del diaframma considerando le diverse fasi costruttive, così come descritto al § 5.

Nel caso generale l'equilibrio della paratia è assicurato dal bilanciamento fra la spinta attiva agente da monte sulla parte fuori terra, la resistenza passiva che si sviluppa da valle verso monte nella zona interrata e la controspinta che agisce da monte verso valle nella zona interrata al di sotto del centro di rotazione.

Pertanto il primo passo da compiere nella progettazione è il calcolo della profondità di infissione necessaria ad assicurare l'equilibrio fra i carichi agenti (spinta attiva, resistenza passiva, controspinta, ed eventuali carichi esterni).

Nel calcolo classico delle paratie si suppone che essa sia infinitamente rigida e che possa subire una rotazione intorno ad un punto (Centro di rotazione) posto al di sotto della linea di fondo scavo.

Occorre pertanto costruire i diagrammi di spinta attiva e di spinta (resistenza) passiva agenti sulla paratia. A partire da questi si costruiscono i diagrammi risultanti.

Nella costruzione dei diagrammi risultanti useremo la seguente notazione:

- Kam diagramma della spinta attiva agente da monte
- Kav diagramma della spinta attiva agente da valle sulla parte interrata
- Kpm diagramma della spinta passiva agente da monte
- Kpv diagramma della spinta passiva agente da valle sulla parte interrata.

Calcolati i diagrammi suddetti si costruiscono i diagrammi risultanti

$$D_m = K_{pm} - K_{av} \quad e \quad D_v = K_{pv} - K_{am}$$

Questi diagrammi rappresentano i valori limiti delle pressioni agenti sulla paratia. La soluzione è ricercata per tentativi facendo variare la profondità di infissione e la posizione del centro di rotazione fino a quando non si raggiunge l'equilibrio sia alla traslazione che alla rotazione.

I diagrammi di equilibrio possono differenziarsi per la forma della contropinta: se la congiungente il diagramma di valle con quello di monte avviene su una retta inclinata avremo per la contropinta una forma triangolare (nel programma questo tipo di diagramma è convenzionalmente indicato come 'diagramma esatto'). In tal caso il diagramma risultante assumerà valore nullo in corrispondenza del centro di rotazione. Se invece la congiungente i due diagrammi è orizzontale avremo per la contropinta una forma trapezoidale ('diagramma approssimato').

La retta congiungente intersecherà la paratia nel centro di rotazione ma la pressione è diversa da zero.

È possibile inoltre considerare la contropinta come una forza concentrata applicata nel centro di rotazione ('contropinta concentrata'). In tal caso, mentre l'equilibrio alla traslazione è garantito, quello alla rotazione sarà affetto da un certo errore.

In funzione del tipo di diagramma scelto si avranno leggere differenze nel calcolo della profondità di infissione.

La profondità di infissione necessaria per l'equilibrio è in genere aumentata di un fattore di sicurezza.

6.1.1.2 Calcolo della spinta (Metodo di Coulomb)

6.1.1.2.1 Spinta attiva

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la paratia, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso specifico γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) K_a$$

Nel programma PAC si assume l'espressione di Coulomb per il calcolo della spinta ma la spinta è applicata totalmente in direzione orizzontale.

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2 H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. È chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

6.1.1.2.2 Spinta (resistenza) passiva

L'espressione della resistenza passiva risulta espressa secondo la teoria di **Coulomb** dalla seguente relazione

$$S = (1/2\gamma H^2 + QH)K_p$$

dove K_p rappresenta il coefficiente di spinta passiva espresso come

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha + \delta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione passiva, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_p = \gamma z K_p + Q + 2c(K_p)^{1/2}$$

Nel programma **PAC** si assume l'espressione di **Coulomb** per il calcolo della resistenza passiva ma la resistenza stessa è applicata totalmente in direzione orizzontale.

6.1.1.2.3 Spinta dovuta a carichi permanenti

Per quanto riguarda lo schema di calcolo, a causa della presenza di due edifici, disposti uno a sinistra e uno a destra della galleria, sono state prese in considerazione due situazioni:

Caso 1. Carichi permanenti esclusa la spinta suddetta + la spinta dovuta ad un carico accidentale di 20 KN/mq.

Caso 2. Carichi permanenti inclusa la spinta del terreno sulla paratia dovuta alla presenza dei due edifici;

Con riferimento al *Caso 2*, si riporta di seguito il calcolo della spinta derivante dalla presenza degli edifici multipiano (2) di dimensioni in pianta 30 x 10 ed altezza 7,00 m.

Analisi dei carichi dell'edificio

.	
Peso solaio	7 KN/mq
Peso totale	$(7 \times 30 \times 10) \times 2 = 4200 \text{ KN}$
Peso pareti perimetrali (tufo, $\gamma = 17 \text{ KN/mc}$)	$17 \times 0,4 = 6,8 \text{ KN/mq}$
Peso totale pareti	$(7 \times (10 + 30) \times 2) \times 6,8 = 3810 \text{ KN}$
Incidenza tramezzi e permanente vario (2 KN/mq)	$(2 \times 30 \times 10) \times 2 = 1200 \text{ KN}$
Totale peso edificio (approssimato)	10000KN
Perimetro edificio	$(30 + 10) \times 2 = 80 \text{ m}$
Carico/ml alla base dell'edificio	$10000/80 = 125 \text{ KN/ml}$
Peso fondazione (1,00 x 1,00 m, $\gamma = 25 \text{ KN/mc}$)	$25 \times 1 \times 1 = 25 \text{ KN/ml}$
Peso complessivo	$125 + 25 = 150 \text{ KN/ml}$

Il calcolo della spinta orizzontale sul terreno viene effettuato in condizione di lungo termine.

Per valutare tale spinta viene utilizzato il coefficiente di spinta a riposo del terreno, che si calcola mediante la relazione:

$$K_o = 1 - \sin\Phi$$

essendo Φ l'angolo di attrito del terreno.

La spinta in superficie ($z=0$) vale pertanto

$$150 \times 0,5 \times 2,50 = 187,5 \text{ KN/m}$$

essendo 2,50m la larghezza del diaframma.

La spinta del terreno sul diaframma per la presenza dell'edificio a 3m di profondità si riduce al 20% del valore in superficie (Foster e Ahlvin); a questa bisogna aggiungere la spinta propria del terreno. In definitiva si ha:

$$150 \times 0,5 \times 2,5 \times 0,2 + 20 \times 0,5 \times 2,0 \times 2,5 + 19 \times 0,7 \times 1,0 \times 2,5 = 121,27 \text{ KN/m}$$

considerato che $K_o = 0,7$ da 2,0 m in poi.

Infine, supponendo che la spinta dovuta all'edificio si smorzi completamente da 3,0 m in poi, a fondo scavo si ha:

$$121,27 + 21 \times 5,0 \times 0,5 \times 2,5 = 305,0 \text{ KN/m}$$

Dai risultati ricavati per il *Caso 1* e per il *Caso 2* (vedi Allegati di calcolo), si evince che la condizione più gravosa per il diaframma si ha nel primo, così come evidenziato in figura.

6.1.2 Analisi ad elementi finiti

6.1.2.1 Schematizzazione della paratia

La paratia è considerata come una struttura a prevalente sviluppo lineare (si fa riferimento a 2,50 m di larghezza) con comportamento a trave. Come caratteristiche geometriche della sezione si assume il momento d'inerzia I e l'area A per metro lineare di larghezza della paratia. Il modulo elastico è quello del materiale utilizzato per la paratia.

La parte fuori terra della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza pari a circa 5 centimetri e più o meno costante per tutti gli elementi. La suddivisione è suggerita anche dalla eventuale presenza di tiranti, carichi e vincoli. Infatti questi elementi devono capitare in corrispondenza di un nodo. La parte interrata della paratia è suddivisa in elementi di lunghezza, come visto sopra, pari a circa 5 centimetri.

I carichi agenti possono essere di tipo distribuito (spinta della terra, diagramma aggiuntivo di carico, spinta della falda, diagramma di spinta sismica) oppure concentrati. I carichi distribuiti sono riportati sempre come carichi concentrati nei nodi (sotto forma di reazioni di incastro perfetto cambiate di segno).

6.1.2.2 Schematizzazione del terreno

La modellazione del terreno si rifà al classico schema di Winkler. Esso è visto come un letto di molle indipendenti fra di loro reagenti solo a sforzo assiale di compressione. La rigidità della singola molla è legata alla costante di sottofondo orizzontale del terreno (*costante di Winkler*). La costante di sottofondo, k , è definita come la pressione unitaria che occorre applicare per ottenere uno spostamento unitario. Dimensionalmente è espressa quindi come rapporto fra una pressione ed uno spostamento al cubo $[F/L^3]$. È evidente che i risultati sono tanto migliori quanto più è elevato il numero delle molle che schematizzano il terreno. Se m è l'interasse fra le molle (in cm) e b è la larghezza della paratia in direzione longitudinale ($b=100$ cm) occorre ricavare l'area equivalente, A_m , della molla (a cui si assegna una lunghezza pari a 100 cm). Indicando con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in MPa), l'equivalenza, in termini di rigidità, si esprime come

$$A_m = 1000 \times \frac{k \Delta_m}{E_m}$$

Per le molle di estremità, in corrispondenza della linea di fondo scavo ed in corrispondenza dell'estremità inferiore della paratia, si assume una area equivalente dimezzata. Inoltre, tutte le molle hanno, ovviamente, rigidità flessionale e tagliante nulla e sono vincolate all'estremità alla traslazione.

Quindi la matrice di rigidezza di tutto il sistema paratia-terreno sarà data dall'assemblaggio delle matrici di rigidezza degli elementi della paratia (elementi a rigidezza flessionale, tagliante ed assiale), delle matrici di rigidezza dei tiranti (solo rigidezza assiale) e delle molle (rigidezza assiale).

6.1.2.3 Modalità di analisi e comportamento elasto-plastico del terreno

Fra le varie soluzioni possibili nella modellazione del terreno, una delle più praticabili e che fornisce risultati soddisfacenti è quella di considerare il terreno con comportamento elasto-plastico perfetto. Si assume cioè che la curva sforzi-deformazioni del terreno abbia andamento bilatero. Rimane da scegliere il criterio di plasticizzazione del terreno (molle). Si può fare riferimento ad un criterio di tipo cinematico: la resistenza della molla cresce con la deformazione fino a quando lo spostamento non raggiunge il valore X_{max} ; una volta superato tale spostamento limite non si ha più incremento di resistenza all'aumentare degli spostamenti. Un altro criterio può essere di tipo statico: si assume che la molla abbia una resistenza crescente fino al raggiungimento di una pressione p_{max} . Tale pressione p_{max} può essere imposta pari al valore della pressione passiva in corrispondenza della quota della molla. D'altronde un ulteriore criterio si può ottenere dalla combinazione dei due descritti precedentemente: plasticizzazione o per raggiungimento dello spostamento limite o per raggiungimento della pressione passiva. Dal punto di vista strettamente numerico è chiaro che l'introduzione di criteri di plasticizzazione porta ad analisi di tipo non lineare (non linearità meccaniche). Questo comporta un aggravio computazionale non indifferente. L'entità di tale aggravio dipende poi dalla particolare tecnica adottata per la soluzione. Nel caso di analisi elastica lineare il problema si risolve immediatamente con la soluzione del sistema fondamentale (K matrice di rigidezza, u vettore degli spostamenti nodali, p vettore dei carichi nodali)

$$Ku=p$$

Un sistema non lineare, invece, deve essere risolto mediante un'analisi al passo per tener conto della plasticizzazione delle molle. Quindi si procede per passi di carico, a partire da un carico iniziale p_0 , fino a raggiungere il carico totale p . Ogni volta che si incrementa il carico si controllano eventuali plasticizzazioni delle molle. Se si hanno nuove plasticizzazioni la matrice globale andrà riassemblata escludendo il contributo delle molle plasticizzate. Il procedimento descritto se fosse applicato in questo modo sarebbe particolarmente gravoso (la fase di decomposizione della matrice di rigidezza è particolarmente onerosa). Si ricorre pertanto a soluzioni più sofisticate che escludono il riassemblaggio e la decomposizione della matrice, ma usano la matrice elastica iniziale (*metodo di Riks*).

Senza addentrarci troppo nei dettagli diremo che si tratta di un metodo di Newton-Raphson modificato e ottimizzato. L'analisi condotta secondo questa tecnica offre dei vantaggi immediati. Essa restituisce l'effettiva deformazione della paratia e le relative sollecitazioni; dà informazioni dettagliate circa la

deformazione e la pressione sul terreno. Infatti la deformazione è direttamente leggibile, mentre la pressione sarà data dallo sforzo nella molla diviso per l'area di influenza della molla stessa. Sappiamo quindi quale è la zona di terreno effettivamente plasticizzato. Inoltre dalle deformazioni ci si può rendere conto di un possibile meccanismo di rottura del terreno.

6.1.3 Diaframma con sezione a T

Si riporta di seguito lo schema della sezione del diaframma:

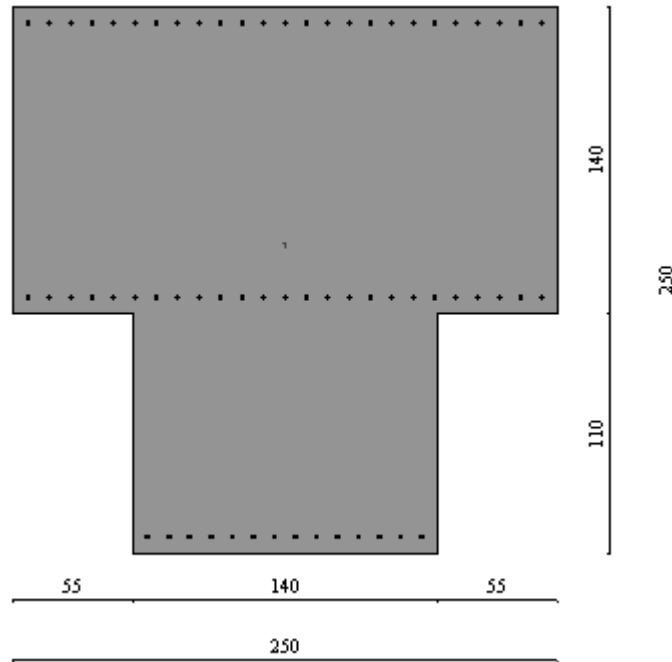


Figura 4 – Sezione diaframma

6.1.3.1 Fase 1

Di seguito viene indicato il cinematismo di ribaltamento del diaframma, le entità delle azioni agenti e le caratteristiche della sollecitazione (per metro lineare):

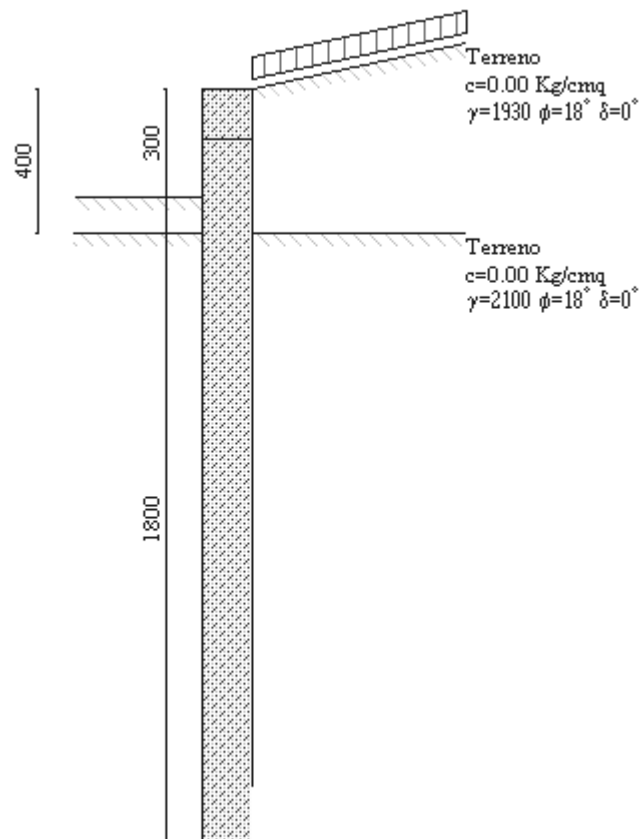


Figura 5 – Cinematismo di ribaltamento Fase 1

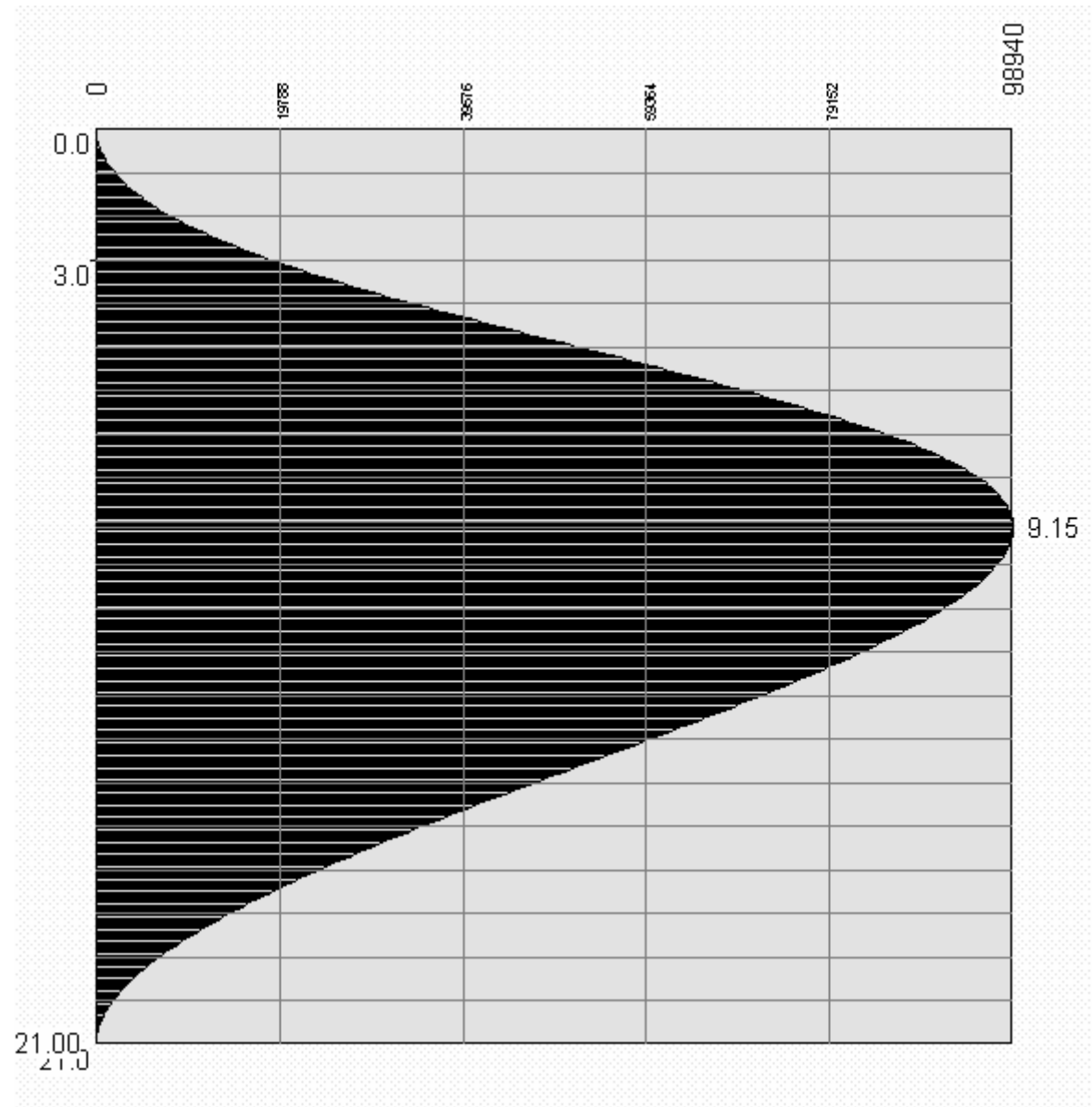


Figura 6 – Diagramma del Momento (Kgm) Fase 1

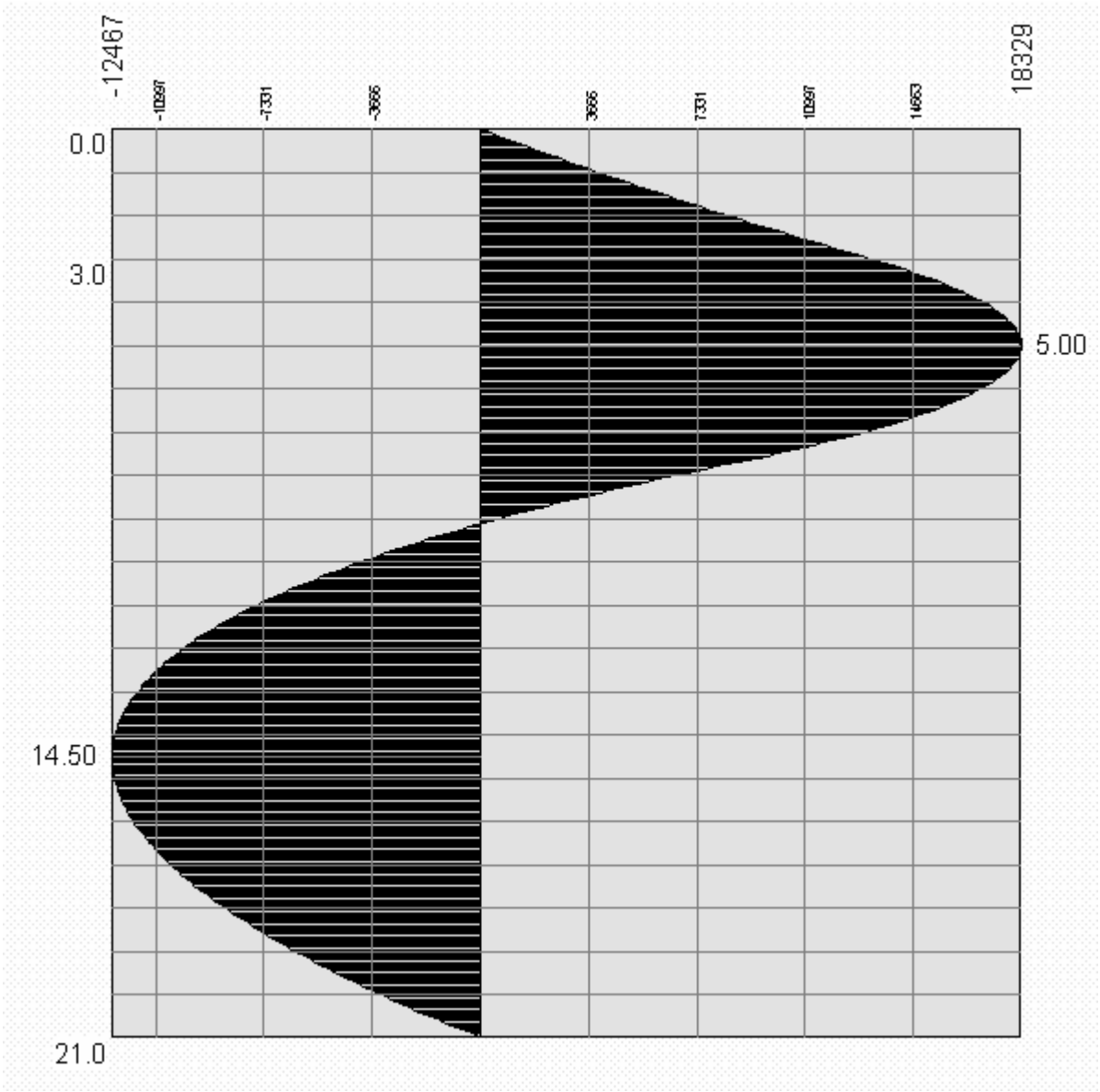


Figura 7 – Diagramma del Taglio (Kg) Fase 1

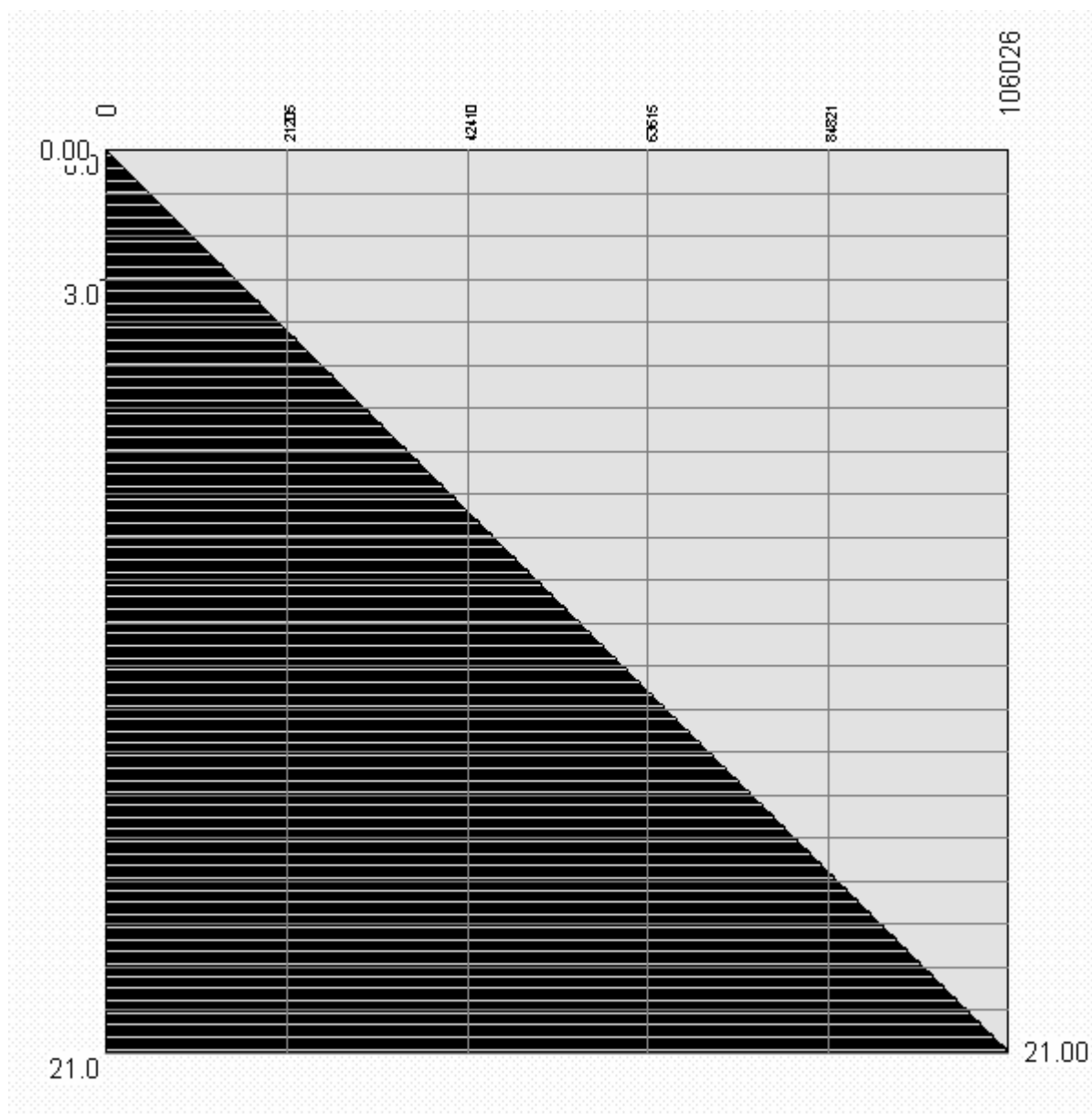


Figura 8 – Diagramma dello Sforzo normale (Kg) Fase 1

Le sollecitazioni massime (per metro lineare di paratia) nella fase 1 risultano:

N	=	462	kN
M	=	990	kNm
T	=	183,29	kN

6.1.3.2 Fase 2

Di seguito viene indicato il cinematismo di ribaltamento del diaframma, le entità delle azioni agenti e le caratteristiche della sollecitazione (per metro lineare):

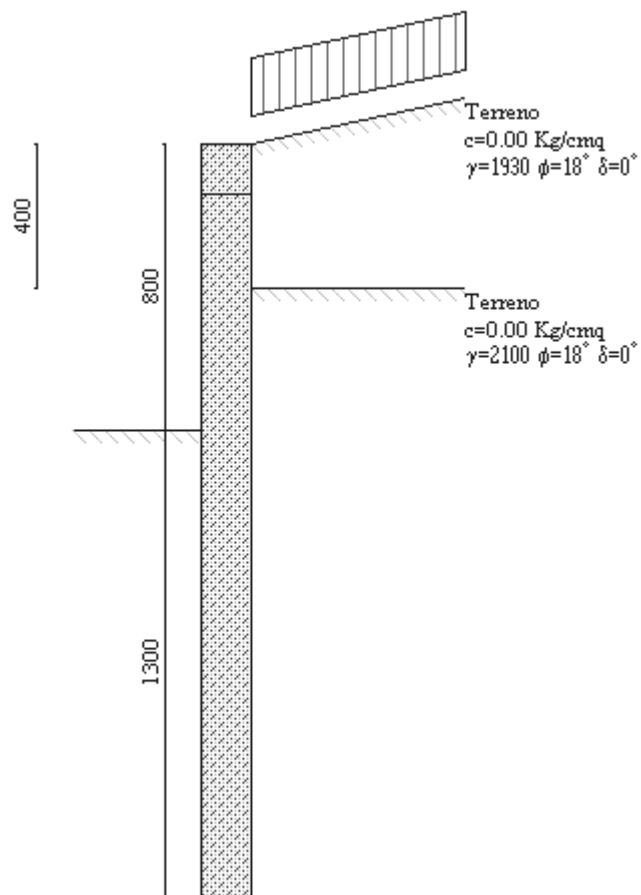


Figura 9 – Schema struttura sottovia Fase 2

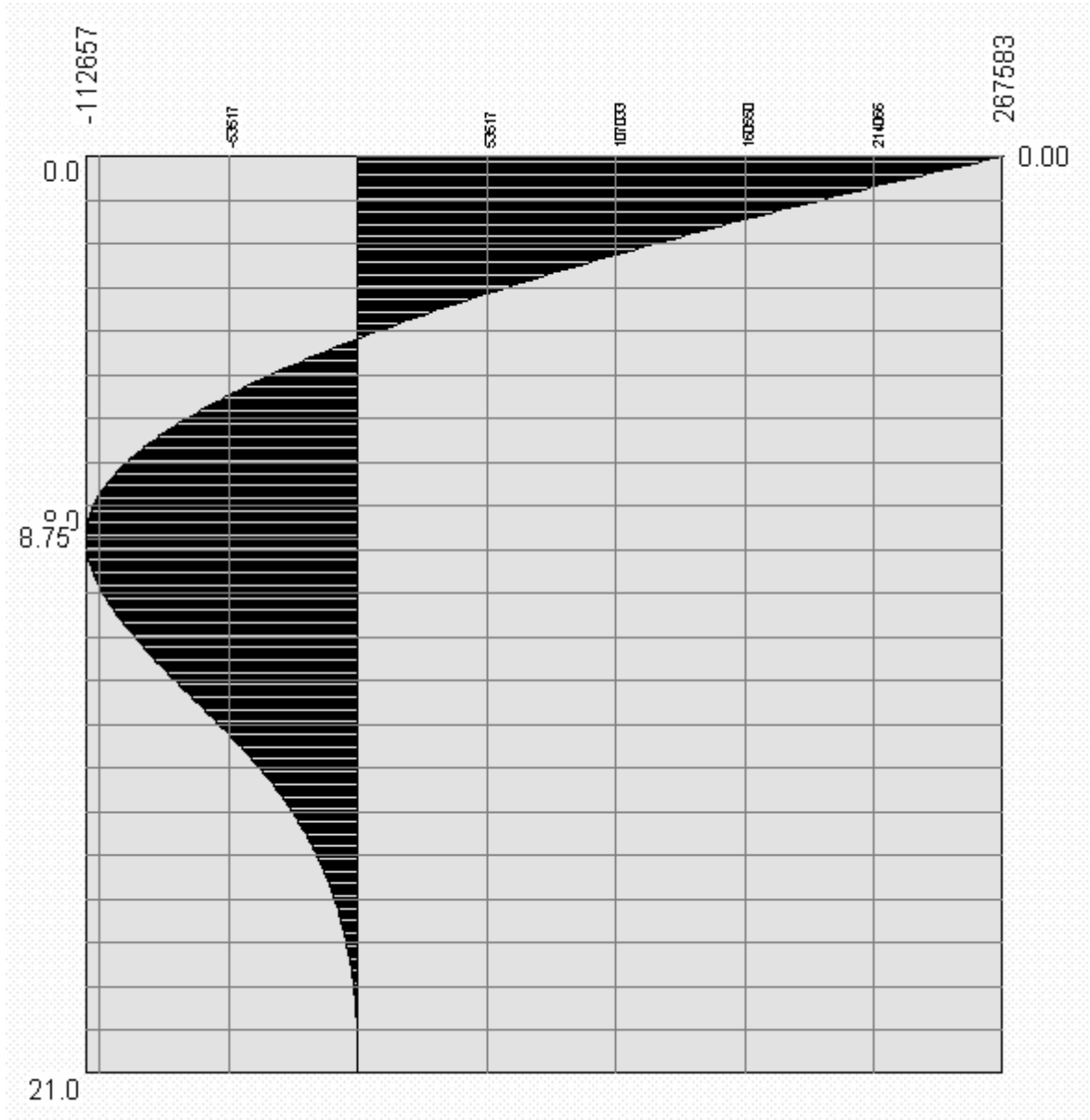


Figura 10 – Diagramma del Momento (Kgm) Fase 2

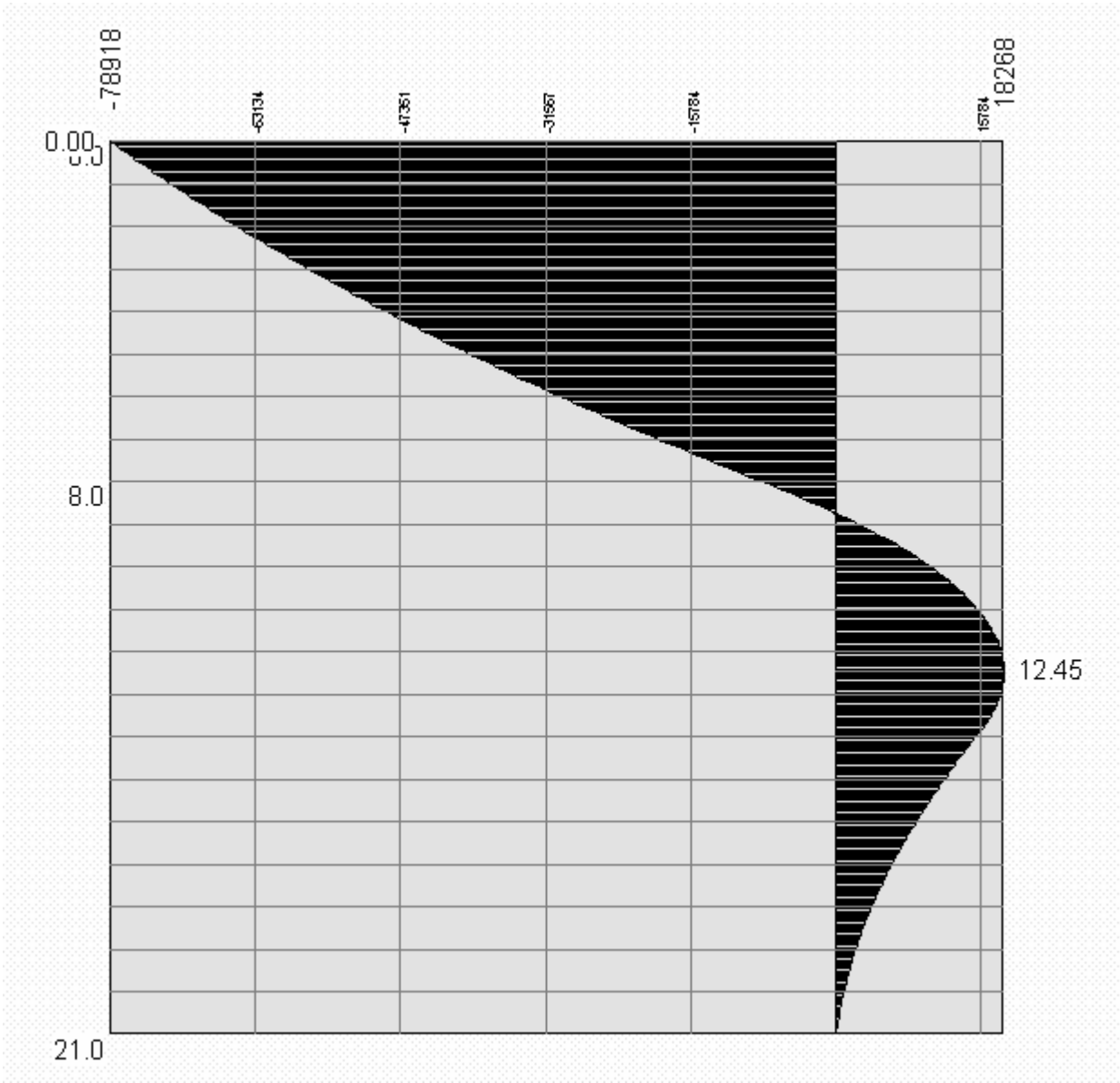


Figura 11 – Diagramma del Taglio (Kg) Fase 2

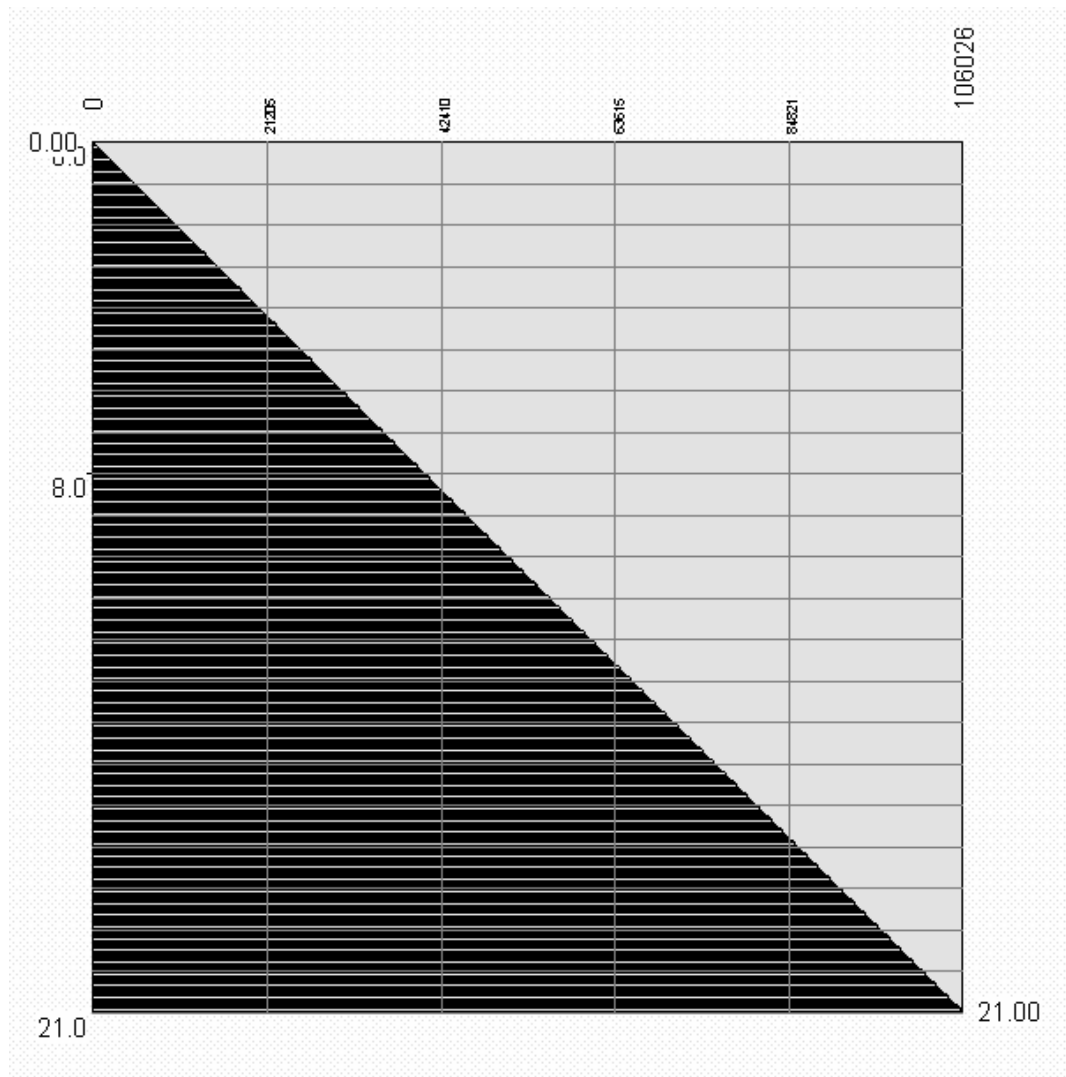


Figura 12 – Diagramma dello Sforzo normale (Kg) Fase 2

Le sollecitazioni massime (per metro lineare di paratia) nella fase 2 risultano:

$$\begin{aligned}
 N &= 0 \\
 M &= -2676 \text{ kNm} \\
 T &= -790 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Le sollecitazioni sul puntone sono riportate nella tabella seguente:

Reazioni vincolari		
X (m)	R (Kg)	M (Kgm)
0.00	-78918.0	267581.5

6.1.4 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso paratia+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a 1.3.

È usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento è supposta circolare.

In particolare il programma esamina, per un dato centro 3 cerchi differenti: un cerchio passante per la linea di fondo scavo, un cerchio passante per il piede della paratia ed un cerchio passante per il punto medio della parte interrata. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 6x6 posta in prossimità della sommità della paratia. Il numero di strisce è pari a 50.

Il coefficiente di sicurezza fornito da Fellenius si esprime secondo la seguente formula:

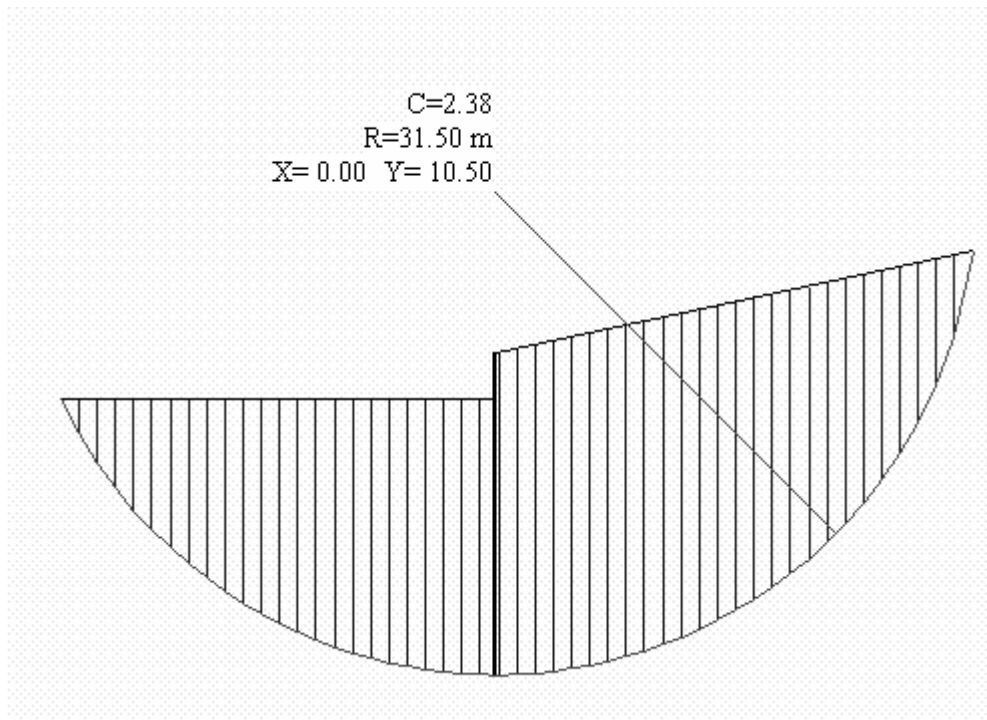
$$\eta = \frac{\sum_i \left[\frac{c_i b_i}{\cos \alpha_i} + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \operatorname{tg} \phi_i \right]}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} e c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia.

Inoltre u_i ed l_i rappresentano la pressione neutra lungo la base della striscia e la lunghezza della base della striscia ($l_i = b_i / \cos \alpha_i$).

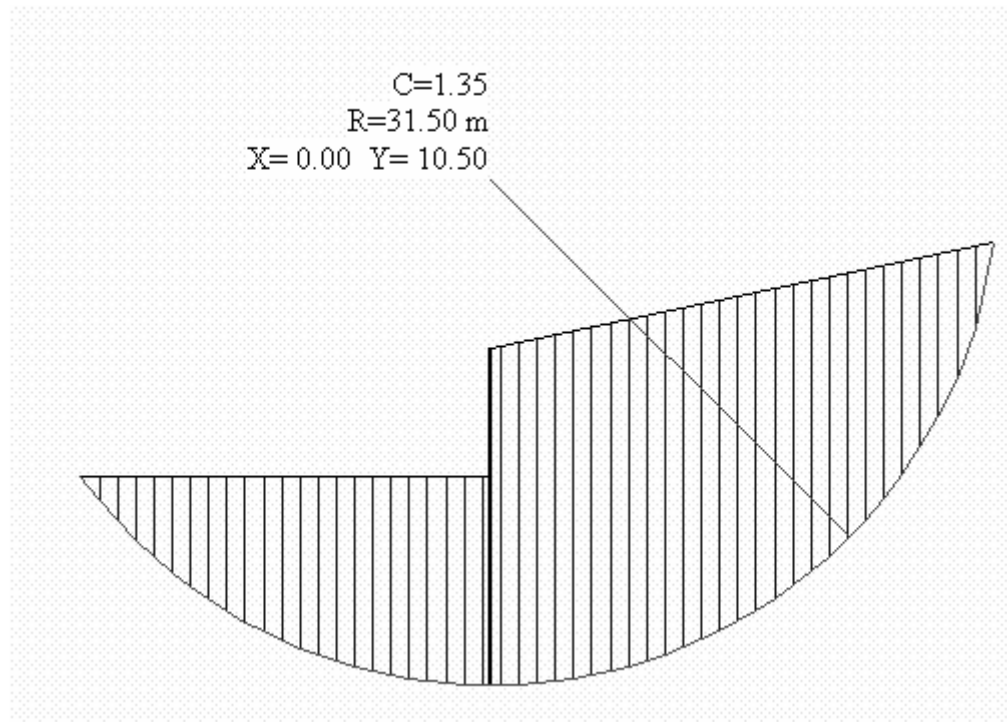
Quindi, assunto un cerchio di tentativo si suddivide in n strisce e dalla formula precedente si ricava η . Questo procedimento è eseguito per il numero di centri prefissato e è assunto come coefficiente di sicurezza della scarpata il minimo dei coefficienti così determinati.

Di seguito vengono riportati i risultati e i diagrammi della verifica alla stabilità globale per la *fase 1* e per la *fase 2*.



Risultati Analisi			
Spinta sulla paratia (kg)	18328.8	Y(m)=	2.168
Carichi esterni (kg)	0.0	Y(m)=	0.000
Resistenza passiva (kg)	-30795.3	Y(m)=	8.896
Controspinta (kg)	12466.7	Y(m)=	18.788
Sforzo tiranti(kg)	-----	Y(m)=	-----
Reazioni vincolari (kg)	0.00	Y(m)=	0.00
Spostamento massimo (cm)	0.571	Y(m)=	0.000
Profondità di infissione (m).....			18.000
Punto di nullo (m)			2.008
Punto di inversione (m).....			4.700
Centro di rotazione (m).....			11.546
Percentuale molle plasticizzate			26.32(6.80)
Coeff. sicurezza stabilità globale.....			2.378
Help			

Figura 13 – Verifica alla stabilità globale: diagramma delle pressioni e risultati (Fase 1)



Risultati Analisi			
Spinta sulla paratia (kg)	97185.9	Y(m)=	5.791
Carichi esterni (kg)	0.0	Y(m)=	0.000
Resistenza passiva (kg)	-18267.5	Y(m)=	16.159
Controspinta (kg)	0.0	Y(m)=	0.000
Sforzo tiranti(kg)	-----	Y(m)=	-----
Reazioni vincolari (kg)	-78918.04	Y(m)=	0.00
Spostamento massimo (cm)	0.122	Y(m)=	10.300
Profondità di infissione (m).....			13.000
Punto di nullo (m)			4.483
Punto di inversione (m).....			5.900
Centro di rotazione (m).....			-100.000
Percentuale molle plasticizzate			45.21(19.24)
Coeff. sicurezza stabilità globale.....			1.347
Help			

Figura 14 – Verifica alla stabilità globale: diagramma delle pressioni e risultati (Fase 2)

6.2 *Galleria artificiale Collelungo*

6.2.1 Calcolo delle sollecitazioni

6.2.1.1 Gruppi e combinazioni di carico

In riferimento alla vigente Normativa (D.M. 16/01/96), l'opera è soggetta alle seguenti azioni elementari:

Azioni Permanenti

$$G_k = g_1 + g_2 + g_{3,sx} + g_{3,dx} + g_4 \quad \text{dove:}$$

g_1 : peso proprio

g_2 : carichi permanenti portati

g_3 : spinta della terra (ridotta di un fattore 0.6 se sfavorevole)

g_4 : sottospinta dell'acqua

Azioni dovute al traffico stradale

$$Q_k = q_1 + q_{2,sx} + q_{2,dx} + q_3 \quad \text{dove:}$$

q_1 = carichi mobili

q_2 = spinta dell'accidentale

q_3 = azione di avviamento

Variazioni termiche

$$T_k = t_1 \quad \text{dove:}$$

t_1 = variazione termica uniforme = ε_3 (vedi paragrafo 7.3.2.9)

Le combinazioni di carico più gravose risultano:

Stati limite ultimi

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

Stati limite di esercizio

Combinazioni rare :

$$F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{0i} Q_{ik})$$

Combinazioni frequenti :

$$F_d = G_k + P_k + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{2i} Q_{ik})$$

Combinazioni quasi permanenti :

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{2i} Q_{ik})$$

COMB1:

$$G_{k1} = g_1 + g_2 + g_{3,sx} + g_{3,dx} + g_4$$

$$Q_{k1} = q_1 + q_{2,sx} + q_{2,dx} + q_3$$

$$T_{k1} = 0.6 \times t_1$$

COMB2:

$$G_{k2} = g_1 + g_2 + 0.6 \times g_{3,sx} + 0.6 \times g_{3,dx} + g_4$$

$$Q_{k2} = q_1 + 0 \times q_{2,sx} + 0 \times q_{2,dx} + 0 \times q_3$$

$$T_{k2} = T_{k1}$$

COMB3:

$$G_{k3} = g_1 + g_2 + g_{3,sx} + 0.6 \times g_{3,dx} + g_4$$

$$Q_{k3} = q_1 + q_{2,sx} + 0 \times q_{2,dx} + q_3$$

$$T_{k3} = T_{k1}$$

COMB4:

$$G_{k4} = G_{k1}$$

$$Q_{k4} = 0.8 \times (q_1 + q_{2,sx} + q_{2,dx} + q_3)$$

$$T_{k4} = t_1$$

COMB5:

$$G_{k5} = g_1 + g_2 + 0.6 \times g_{3,sx} + 0.6 \times g_{3,dx} + g_4$$

$$Q_{k5} = 0.8 \times (q_1 + 0 \times q_{2,sx} + 0 \times q_{2,dx} + 0 \times q_3)$$

$$T_{k5} = T_{k4}$$

Tenendo conto delle combinazioni di carico suddette e dell'assenza di precompressione, le espressioni delle F_d negli stati limite ultimo e di esercizio possono essere espresse nel seguente modo:

Stati limite ultimi

$$FUlt_{kj} = \gamma_g G_{kj} + \gamma_q \left[Q_{kjl} + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq l}}^{i=n} (\Psi_{0i} Q_{kji}) \right]$$

Stati limite di esercizio

Combinazioni rare :

$$FR_{kj} = G_{kj} + Q_{kjl} + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq l}}^{i=n} (\Psi_{0i} Q_{kji})$$

Combinazioni frequenti :

$$FF_{kj} = G_{kj} + \Psi_{1l} Q_{kjl} + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^{i=n} (\Psi_{2i} Q_{kji})$$

Combinazioni quasi permanenti :

$$FQP_{kj} = G_{kj} + \sum_{i=1}^{i=n} (\Psi_{2i} Q_{kji})$$

In tutti i casi si ha $l, i = 1, 2sx, 2dx, 3$ al variare di j da 1 a 5.

Il calcolo delle sollecitazioni per le su citate combinazioni di carico è stato eseguito con il codice di calcolo automatico agli elementi finiti SAP2000; di seguito si riportano le sollecitazioni massime nelle sezioni più significative, mentre gli elaborati di calcolo sono riportati negli allegati.

6.2.2 Geometria della struttura

La geometria della struttura è la seguente:

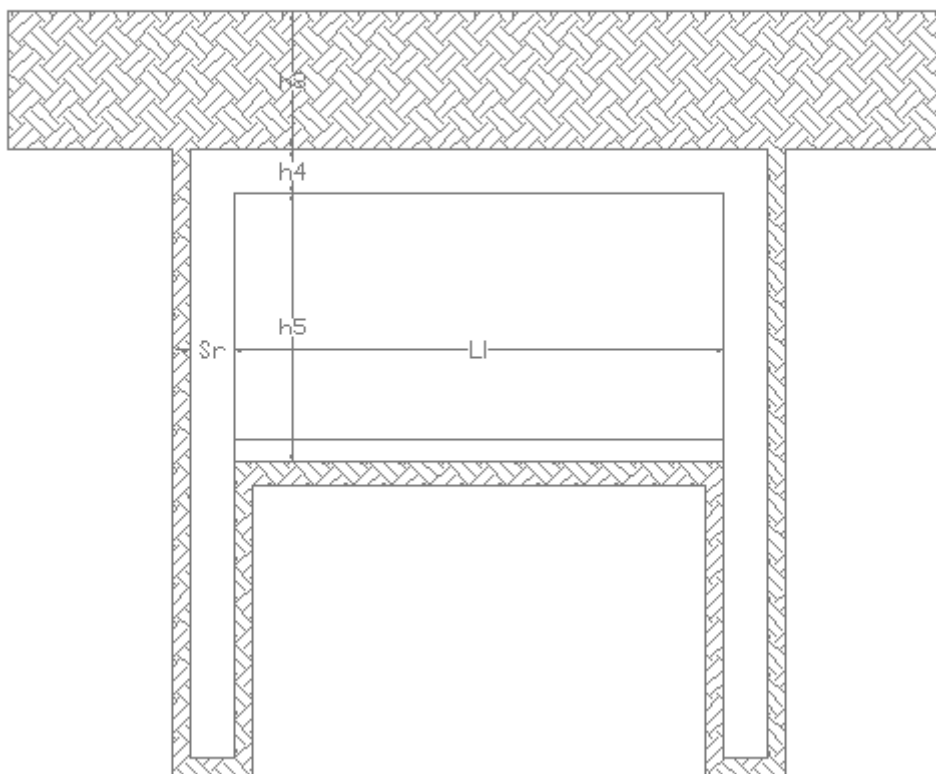


Figura 15 - Geometria della struttura

Da tale immagine si evincono le caratteristiche geometriche della sezione schematizzata, che sono:

Luce interna	$Li = 14,50\text{m}$
Ricoprimento terreno	$h3 = 2,00\text{ m}$
Spessore corrente sup = Spessore corrente inferiore.	$h4 = 1,40\text{ m}$
Altezza sottovia	$h5 = 8,00\text{ m}$
Spessore diaframma	(sezione a T, $1,40 + 1,10 = 2,50$) $Sr = 2,50\text{ m}$

6.2.3 Analisi dei carichi

6.2.3.1 Azioni permanenti

6.2.3.1.1 Peso proprio (g_1)

-Peso trave superiore	$1,40 * 25$	=	35,00 kN/m ²
-Peso soletta inferiore	$1.40 * 25$	=	35,00 kN/m ²
- Peso diaframmi	$(2.5*1.4+(2.5-1.4)*1.4)* 25$	=	50.40 kN/m ²

6.2.3.1.2 Permanenti portati (g_2)

-Peso pacchetto stradale superiore	$2,00 * 18$	=	36,00 kN/m ²
-Peso pacchetto stradale inferiore	$1.10 * 18$	=	19,80 kN/m ²

6.2.3.1.3 Spinta del terreno (g_3)

Il coefficiente di spinta a riposo, funzione dell'angolo d'attrito ϕ' del terreno, vale:

$K_0=0,50$,

per l'UNITA' 0

$K_0=0,70$,

sia per l'UNITA' 1 che per l'UNITA'2.

Nelle condizioni di falda indicate:

la pressione orizzontale al livello della Unità geologica 0 (-2,00 m) vale:

Pressione Unità 0 $2,00 \times 20 \times 0.50$ = 20,00 KN/mq

la pressione orizzontale al livello della Unità geologica 1 (-6,00 m) vale:

Pressione Unità 1 $20,00 + 4,00 \times 19,3 \times 0.70$ = 74,05 KN/mq

la pressione orizzontale al livello della soletta inferiore dello scatolare (-10,00 m), vale:

$$\text{Pressione Unità 2 } 74,04 + 4,00 \times 21 \times 0,70 = 133,50 \text{ KN/mq}$$

6.2.3.1.4 Spinta idrostatica e sottospinta dell'acqua

Esse sono assenti, non essendo presente nessuna falda.

6.2.3.2 Azioni variabili (accidentali)

6.2.3.2.1 Carichi mobili (q_1)

Il carico accidentale che sollecita maggiormente la struttura è il carico Q1A (mezzo convenzionale da 60 t a tre assi aventi le caratteristiche indicate nello schema allegato):

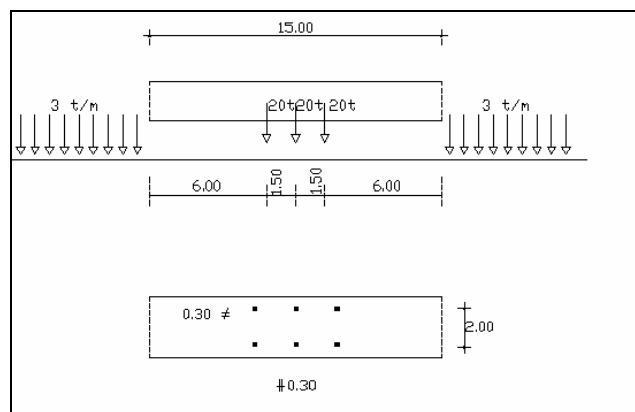


Figura 16 – Valutazione dei carichi mobili: schema 1

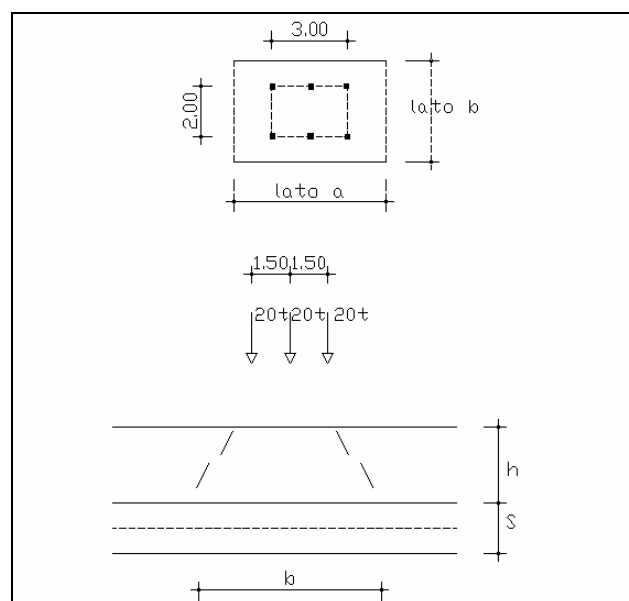


Figura 17 – Valutazione dei carichi mobili: schema 2

Tale carico si considera ripartito a 45° sulla struttura su un'area di lati $b * a$ (Fig. 17).

Con riferimento alla soletta superiore, si ha:

$$a = 3,00 + 2*2 + 2*1,40/2 = 8,40 \text{ m}$$

$$b = 2,00 + 2*2 + 2*1,40/2 = 7,40 \text{ m}$$

inoltre il carico sarà incrementato da un coefficiente dinamico pari a:

$$\phi = 1,40 - (L - 10) : 150 \quad \text{per } 10,00 \leq L \leq 70,00 \text{ m}$$

da cui:

$$\phi = 1,40 - (17,34 - 10) : 150 = 1,35 \quad \text{per } 10,00 \leq L \leq 70,00 \text{ m}$$

$$q_1 = (600 + 300) * \phi / (a * b) \text{ (in esercizio)}$$

Per cui si avrà un carico a mq pari a:

$$q_{1\text{sup}} = (600 + 300) * 1,35 / (8,40 * 7,40) = 19,55 \text{ kN/m}^2$$

Con riferimento alla soletta inferiore, si ha:

$$a = 3,00 + 2*1,1 + 2*1,40/2 = 6,60 \text{ m}$$

$$b = 2,00 + 2*1,1 + 2*1,40/2 = 5,60 \text{ m}$$

Per cui, analogamente al caso precedente, si avrà un carico a mq pari a:

$$q_{1\text{inf}} = (600 + 300) * 1,35 / (6,60 * 5,60) = 32,90 \text{ kN/m}^2$$

6.2.3.2.2 Carichi mobili- Incremento dinamico (q_2)

Sul terrapieno, a tergo della struttura, si considera un sovraccarico pari a 20kN/mq, che determina sul ritto della galleria un carico spingente pari a

$$q_2 = 20 * K_o = 20 * 0,7 = 14 \text{ kN/m}^2$$

6.2.3.2.3 Carichi mobili-Azioni longitudinali di frenamento (q_3)

Il carico “ q_3 ” dovuto all’azione di avviamento non viene preso in considerazione, in quanto tale azione viene esercitata in direzione ortogonale a quella per cui si effettuano le verifiche.

6.2.3.2.4 Azione centrifuga (q_4)

Non applicabile.

6.2.3.2.5 Azione del vento (q_5)

Non applicabile.

6.2.3.2.6 Azione sismica (q_6)

Non applicabile.

6.2.3.2.7 Distorsioni (ϵ_1)

Non applicabile.

6.2.3.2.8 Ritiro e viscosità (ϵ_2 e ϵ_4)

Non applicabile.

6.2.3.2.9 Variazione termica uniforme e salto termico (ϵ_3)

Si è applicata una variazione termica uniforme di $\pm 15^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore, ed un salto termico di 5°C (analizzando i due casi di intradosso più caldo dell’estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore, sui piedritti e sulla soletta superiore.

Si è considerato un coefficiente di dilatazione termica pari a $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001$

Nelle condizioni 14(+) e 15(-) è descritta la variazione uniforme di temperatura sulla soletta superiore; le condizioni 16(+) e 17(-) descrivono il salto termico sulla soletta superiore e sui piedritti laterali.

Nel calcolo delle sollecitazioni nella struttura, per quanto concerne la variazione termica uniforme deve essere calcolata con un delta termico di $\pm 15^\circ$ ed un modulo elastico del cls (E_t) pari ad $1/3$ di (E_c). Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato con il valore del modulo elastico, del cls per intero (E_c) e con il delta termico pari ad $1/3$ ($\pm 5^\circ$). I risultati così ottenuti sono equivalenti.

6.2.3.2.10 Cedimenti nei vincoli (ε_5)

Non applicabile.

6.2.4 Schema statico

Si è assunto lo schema statico di telaio chiuso nel quale è stata simulata l'interazione suolo/struttura operando con molle elastiche Winkler.

Riguardo le caratteristiche elastiche della generica molla si ha:

$$W_s = K_s \times b_t \times b_l$$

dove:

- b_t = interasse trasversale di competenza della generica molla = $17,34/20 = 0.867\text{m}$

- b_l = interasse longitudinale di competenza della generica molla = 2.50 m

- K_s = costante elastica di sottofondo

$$K_s = \frac{E_s}{[B(1-\nu^2)]},$$

dove

$$E_s = 100 \text{ Cu}$$

Ai fini del calcolo, il valore di C_u viene ridotto mediante un coefficiente di sicurezza pari a 0.5:

$$E_s = 100 \times 0,5 \times 215 = 10750 \text{ KN/mq};$$

$B = 17,34\text{m}$ è la lunghezza della trave inferiore. Allora risulta:

$$K_s = \frac{10750}{[17.34(1 - 0.3^2)]} = 680 \text{ KN} / \text{m}^3$$

$$K_s(z) = K_s \left(1 + 2 \frac{z}{B} \right)$$

e quindi

$$K_s(4.60) = K_s \left(1 + 2 \frac{4.00}{17.34} \right) = 995 \text{ KN} / \text{m}^3$$

è la costante di sottofondo alla base dello scatolare.

Segue che

$$W_s = 995 \times 0,867 \times 2.5 = 2157 \text{ KN/m}$$

La rigidezza nella direzione perpendicolare vale $W^1_s = W_s/10 = 215,7 \text{ KN/m}$.

Lo stato di sollecitazione viene desunto da un calcolo elettronico che opera con un reticolo piano composto da aste e nodi. La mesh del calcolo discretizza un tronco di struttura profondo 2,50m.

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare $b \cdot h = 2,50 \times 140 \text{ cm}$ nel caso della soletta inferiore
- una sezione rettangolare $b \cdot h = 2,50 \times 140 \text{ cm}$ nel caso della soletta superiore
- una sezione a T ($b_1 \cdot h_1 + b_2 \cdot h_2$) = $2.50 \times 1.40 + 2.50 \times 1.40$ nel caso dei piedritti

Per tutte le aste del reticolo si è assunto:

$$E_c = 33700 \text{ N/mm}^2; \text{ modulo elastico del calcestruzzo } (R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2)$$

In fig.18 viene riportato il modello di calcolo.

N.B. Le linee verticali al di sotto della soletta inferiore rappresentano il letto di molle che schematizza il terreno.

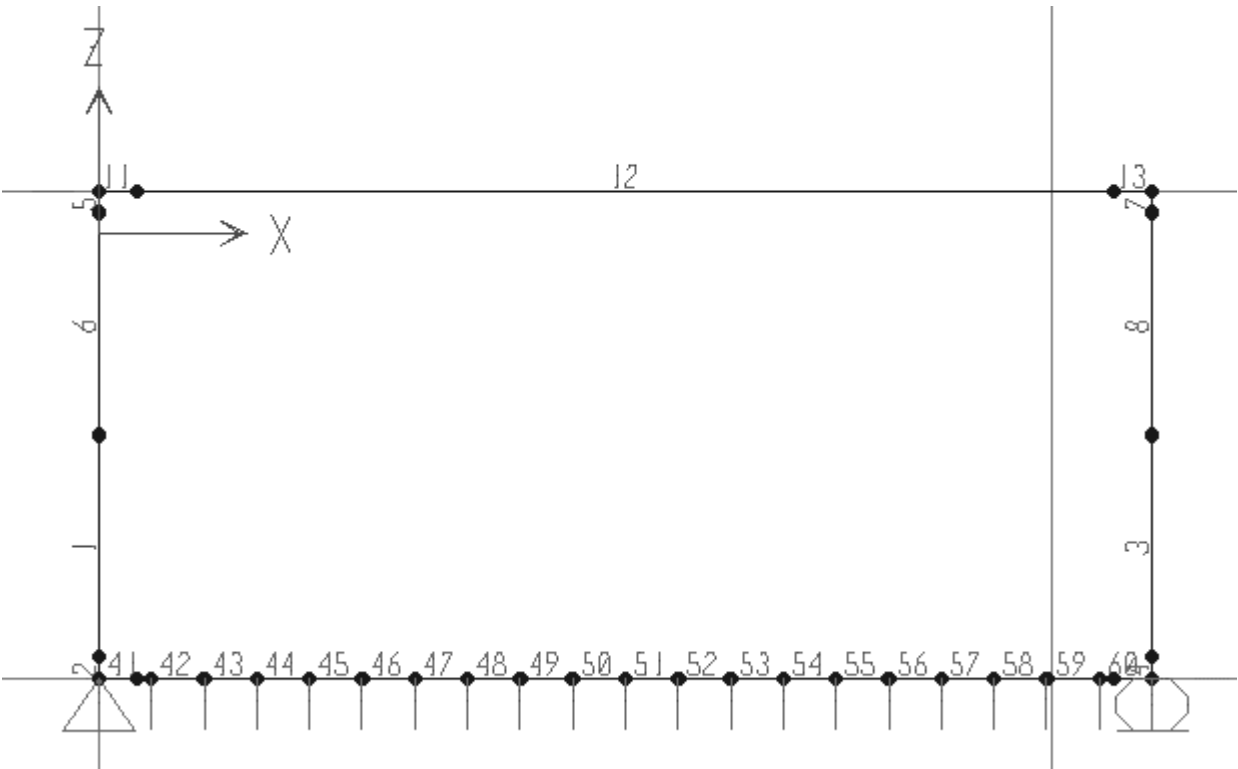


Figura 18 - Modello di calcolo

6.2.5 Verifiche

Di seguito si riportano le verifiche strutturali di resistenza per ogni elemento che costituisce il manufatto. La condizione dimensionante sia per il diaframma che per la soletta superiore è quella corrispondente al sistema diaframma + puntone esaminato al paragrafo 6.1.3.2, mentre per la soletta inferiore è quella corrispondente alla struttura scatolare soggetta alle combinazioni di carico di cui al paragrafo 6.2.1.1., come si può evincere dalle sollecitazioni massime ricavate nei due casi (vedi Allegati di calcolo).

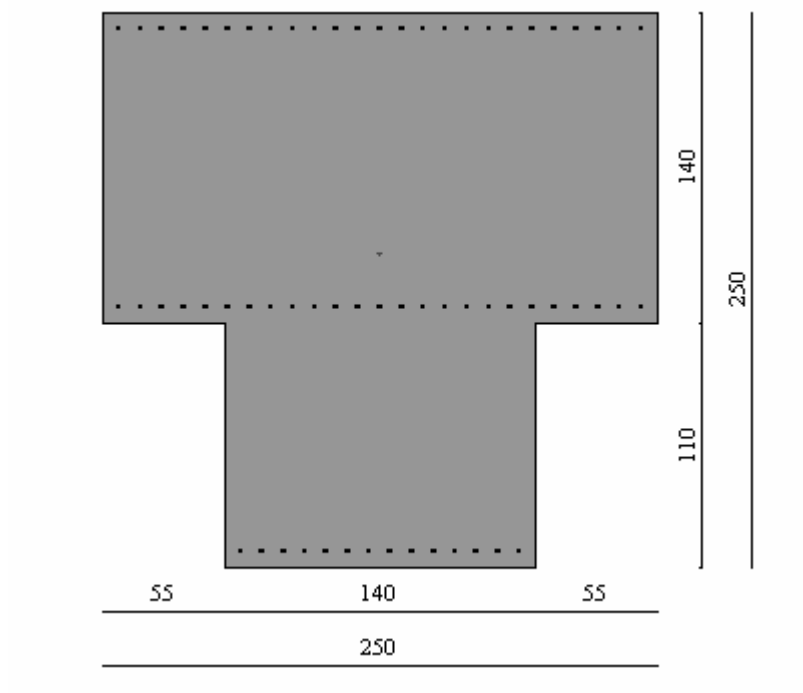
Per tener conto della zona rigida agli incastri, le sollecitazioni analizzate per le verifiche delle membrature sono quelle rilevate a 1/4 delle membrature stesse.

Nella verifica della soletta inferiore si assume nullo lo sforzo normale, verificando la stessa come elemento trave semplicemente inflesso.

6.2.5.1 Verifiche di resistenza

Di seguito si riportano le verifiche allo stato limite ultimo relative ad ogni singola membratura.

Piedritti



Le massime sollecitazioni per i ritti sono le seguenti:

$$N = 0$$

$$M = 6690 \text{ KN m}$$

$$T = 1975 \text{ KN}$$

Di seguito si riportano le tabelle con le relative verifiche:

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 50400,00	XG [cm] = 125,00
Ix [cm ⁴] = 207445000,0	YG [cm] = 141,81
Iy [cm ⁴] = 239795694,4	
Ixy [cm ⁴] = 0,0	
Nr.tondini = 64	
Af [cmq] = 289,53(0,57%)	

Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	6690,0000	Taglio Ty [kN]	1975,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 6690,000		Momento X [kNm] 0,000	
		Accetta	Annulla Help

Asse neutro	
Xc =	46,245 cm
Equazione:	0,000 x-250,000 y+15487,290 = 0
Intersezioni	(250,00 ; 203,75) (0,00 ; 203,75)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	5,136 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-327,427 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	65,043 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,437 MPa

Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	2968,8231 kN	125,00 cm	234,58 cm
Armature compresse	735,6168 kN	125,00 cm	242,80 cm
Compressione	3704,4399 kN	125,00 cm	236,22 cm
Armature in trazione	3704,4399 kN	125,00 cm	55,62 cm
Trazione	3704,4399 kN	125,00 cm	55,62 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	11561,32 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	4342,94 cmq
Area sezione omogeneizzata	15904,26 cmq

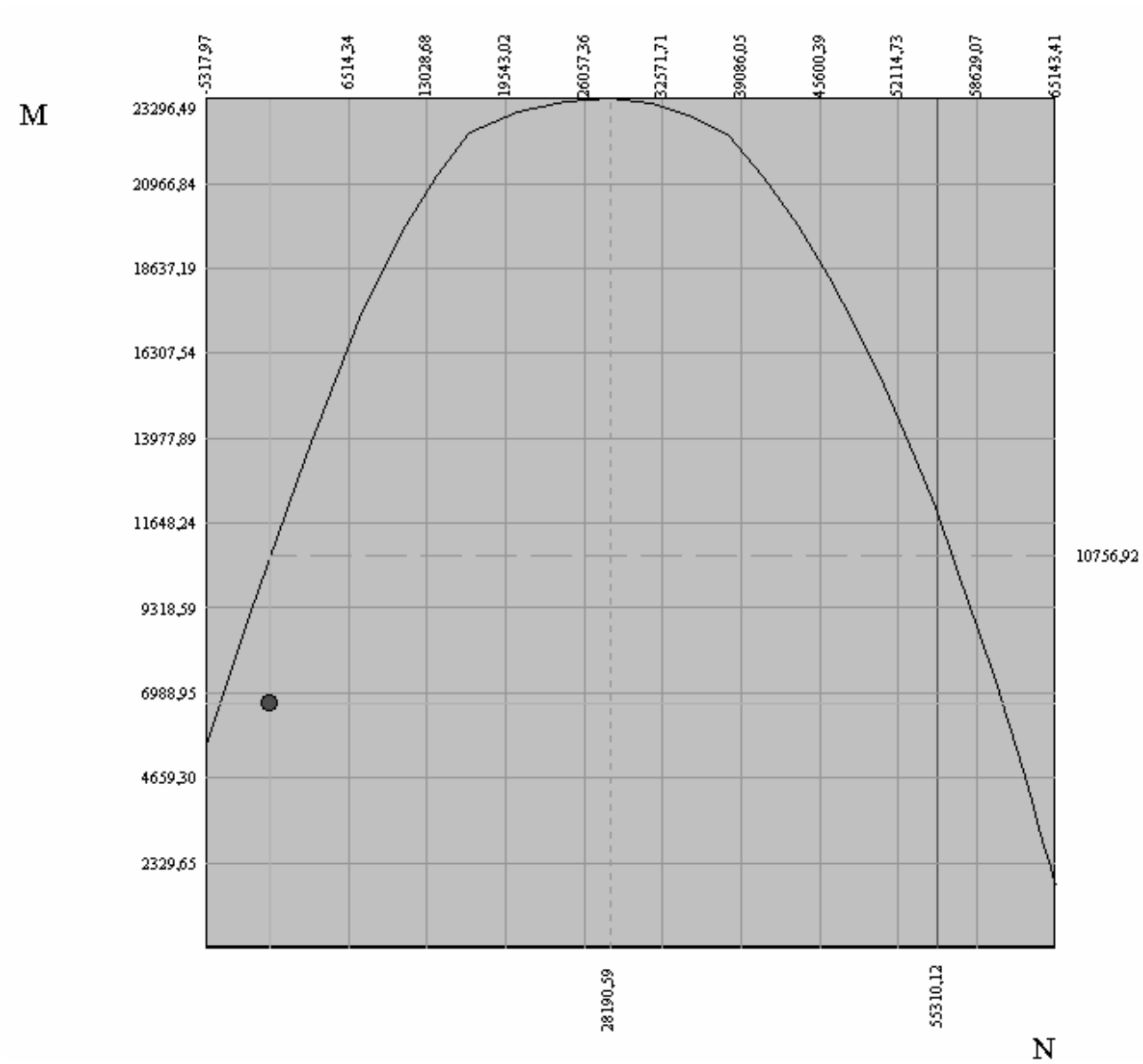
Momenti di inerzia e baricentro geometrico

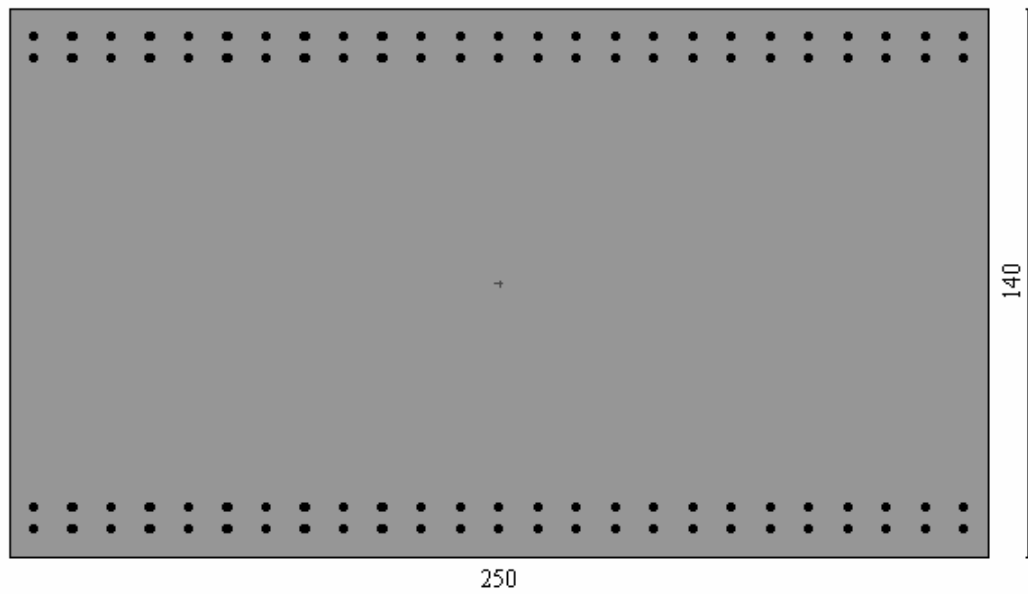
$X_g = 125,00$ cm $Y_g = 141,81$ cm

Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 60215214,30$ cm ⁴
	$I_{cy} = 85732172,10$ cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 18443242,84$ cm ⁴
	$I_{fy} = 35543820,58$ cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 78658457,14$ cm ⁴
	$I_{ty} = 121275992,68$ cm ⁴

Sollecitazioni ultime	$N = 0,0000$ [kN]	$M = 10756,9244$ [kNm]
Sollecitazioni esercizio	$N = 0,0000$ [kN]	$M = 6690,0000$ [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,608	
Momento ultimo max	23296,4850 [kNm]	per $N = 28190,5867$ [kN]

Dominio di resistenza



Soletta superiore

Le massime sollecitazioni per la soletta superiore sono le seguenti:

$$M = -6690 \text{ KN m}$$

$$T = 1975 \text{ KN}$$

Di seguito si riportano le tabelle con le relative verifiche:

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 35000,00	XG [cm] = 125,00
Ix [cm ⁴] = 182291666,7	YG [cm] = 70,00
Iy [cm ⁴] = 57166666,7	
Ixy [cm ⁴] = 0,0	
Nr.tondini = 100	
Af [cmq] = 452,39(1,29%)	

Sollecitazioni [X]

Sforzo Normale [kN] ☒ Applicato nel baricentro

Eccentricità Y [cm] Eccentricità X [cm]

Momento My [kNm] Taglio Ty [kN]

Momento Mx [kNm] Taglio Tx [kN]

Momento Y [kNm] 6690,000 Momento X [kNm] 0,000

Asse neutro	
Xc =	46,807 cm
Equazione:	$0,000 x - 250,000 y + 5798,146 = 0$
Intersezioni	(250,00 ; 93,19) (0,00 ; 93,19)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	7,936 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-218,699 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	100,731 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,000 MPa

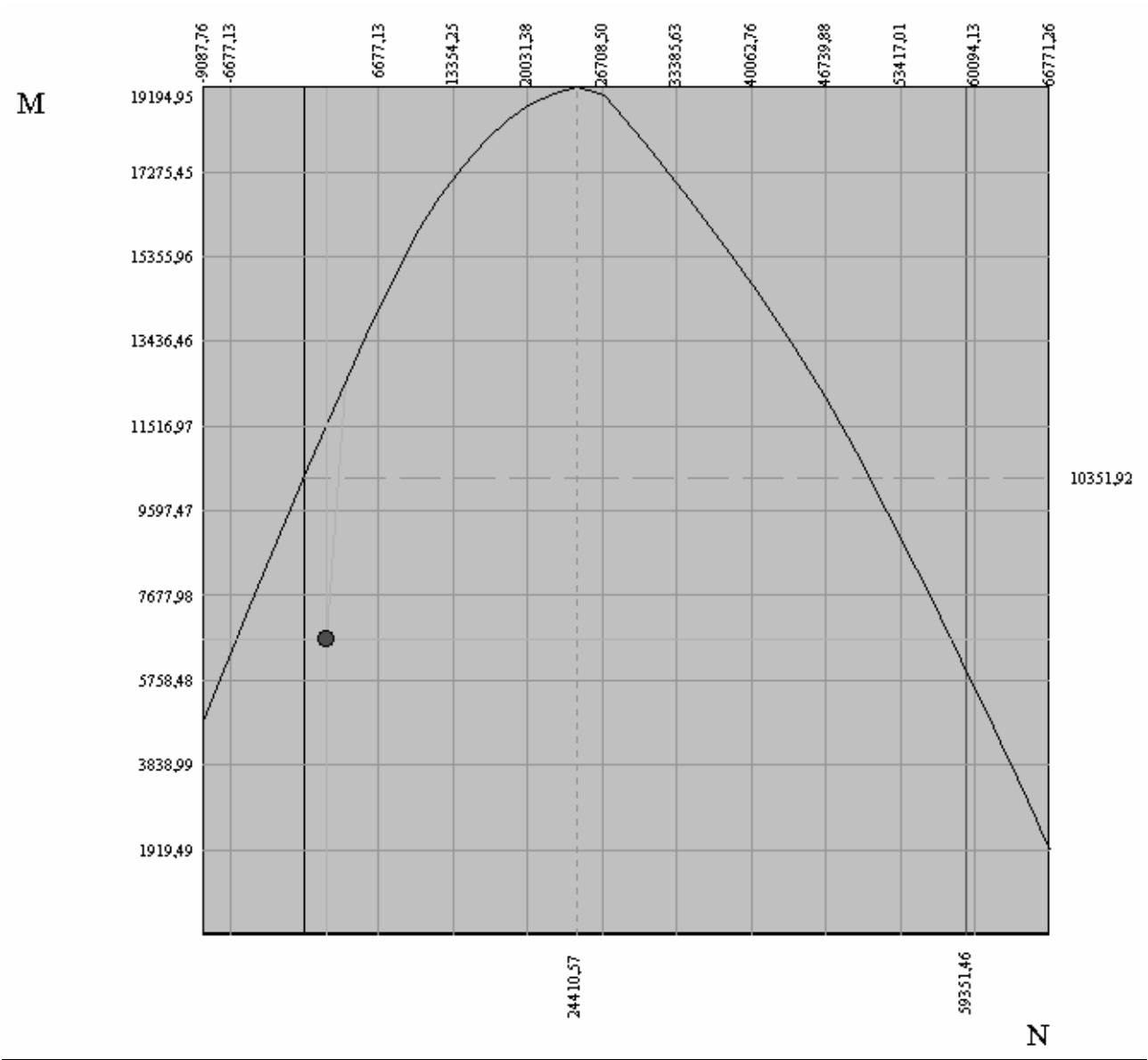
Risultanti e punti di applicazione			
Classe compresso	4643,3785 kN	125,00 cm	124,40 cm
Armature compresse	2123,1564 kN	125,00 cm	130,30 cm
Compressione	6766,5350 kN	125,00 cm	126,25 cm
Armature in trazione	4791,5350 kN	125,00 cm	9,81 cm
Trazione	4791,5350 kN	125,00 cm	9,81 cm

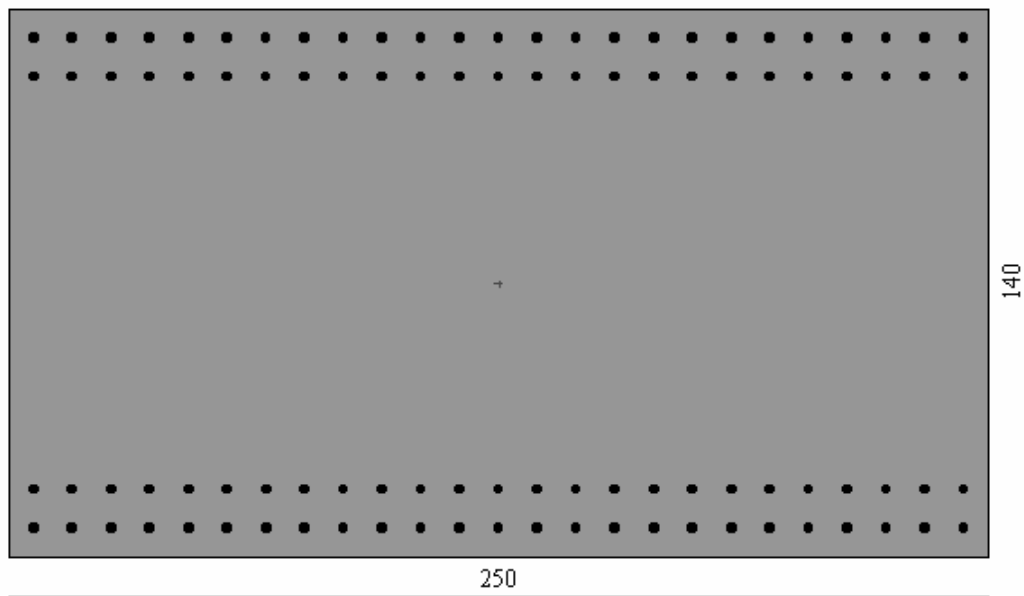
Area sezione calcestruzzo reagente	11701,85 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	6785,84 cmq
Area sezione omogeneizzata	18487,69 cmq

Momenti di inerzia e baricentro geometrico	
$X_g = 125,00 \text{ cm}$ $Y_g = 70,00 \text{ cm}$	
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 60947158,65 \text{ cm}^4$ $I_{cy} = 27543733,83 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 34584169,95 \text{ cm}^4$ $I_{fy} = 24559991,19 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 95531328,59 \text{ cm}^4$ $I_{ty} = 52103725,01 \text{ cm}^4$

Sollecitazioni ultime	N = 3683,6309 [kN]	M = 12477,7169 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 1975,0000 [kN]	M = 6690,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,865	
Momento ultimo max	19194,9473 [kNm]	per N = 24410,5676 [kN]

Dominio di resistenza



Soletta inferiore

Le massime sollecitazioni per la soletta inferiore si hanno per la combinazione $FUlt_{3l}$ e sono:

$$M = 10409,33 \text{ KN m}$$

$$T = 2207,29 \text{ KN}$$

Di seguito si riportano le tabelle con le relative verifiche:

Caratteristiche sezione	
Area [cmq] = 35000,00	XG [cm] = 125,00
Ix [cm ⁴] = 182291666,7	YG[cm] = 70,00
Iy [cm ⁴] = 57166666,7	
Ixy [cm ⁴] = 0,0	
Nr.tondini = 100	
Af [cmq] = 530,93(1,52%)	

Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	☒ Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	10410,000	Taglio Ty [kN]	2210,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm] 10410,000		Momento X [kNm] 0,000	
			
Accetta		Annulla Help	

Asse neutro

$X_c = 42,135 \text{ cm}$
 Equazione: $0,000 \text{ x} - 250,000 \text{ y} + 6966,313 = 0$
 Intersezioni: $(250,00 ; 97,87) (0,00 ; 97,87)$
 Inclinazione: $0,00^\circ$

Tensione di compressione massima nel cls	11,209 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-361,398 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	139,007 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,770 MPa

Risultanti e punti di applicazione

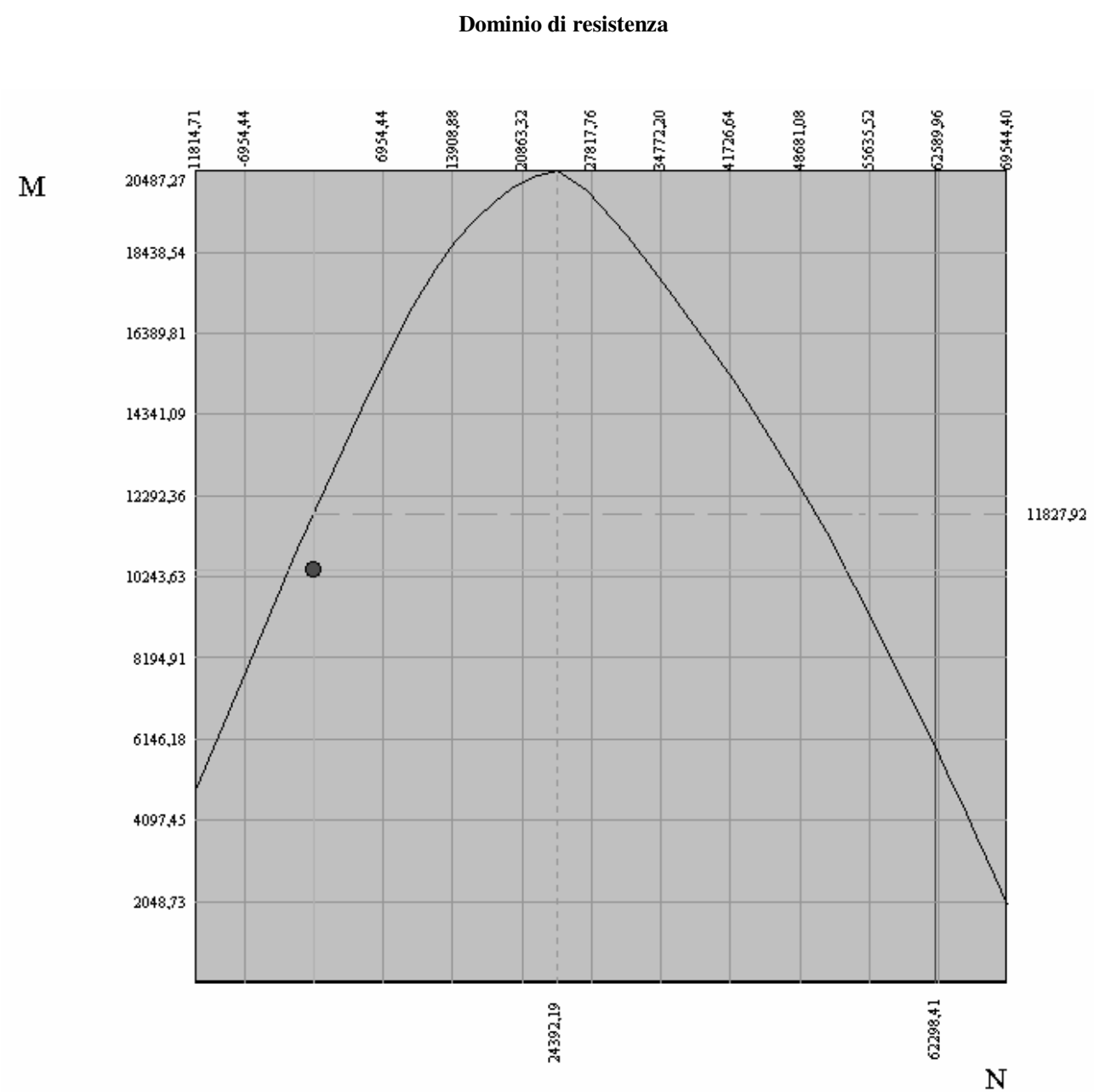
Cls compresso	5903,6881 kN	125,00 cm	125,96 cm
Armature compresse	3160,4783 kN	125,00 cm	128,54 cm
Compressione	9064,1664 kN	125,00 cm	126,86 cm
Armature in trazione	9064,1664 kN	125,00 cm	12,01 cm
Trazione	9064,1664 kN	125,00 cm	12,01 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	10533,69 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	7963,94 cmq
Area sezione omogeneizzata	18497,62 cmq

Momenti di inerzia e baricentro geometrico

$X_g = 125,00 \text{ cm}$	$Y_g = 70,00 \text{ cm}$
Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 54862953,00 \text{ cm}^4$
	$I_{cy} = 26780283,69 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 40520064,30 \text{ cm}^4$
	$I_{fy} = 26713355,50 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 95383017,30 \text{ cm}^4$
	$I_{ty} = 53493639,20 \text{ cm}^4$

Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 11827,9164 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 10410,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,136	
Momento ultimo max	20487,2679 [kNm] per N = 24392,1861 [kN]	



Di seguito si riportano le immagini più significative relative allo stato di sollecitazione della struttura.

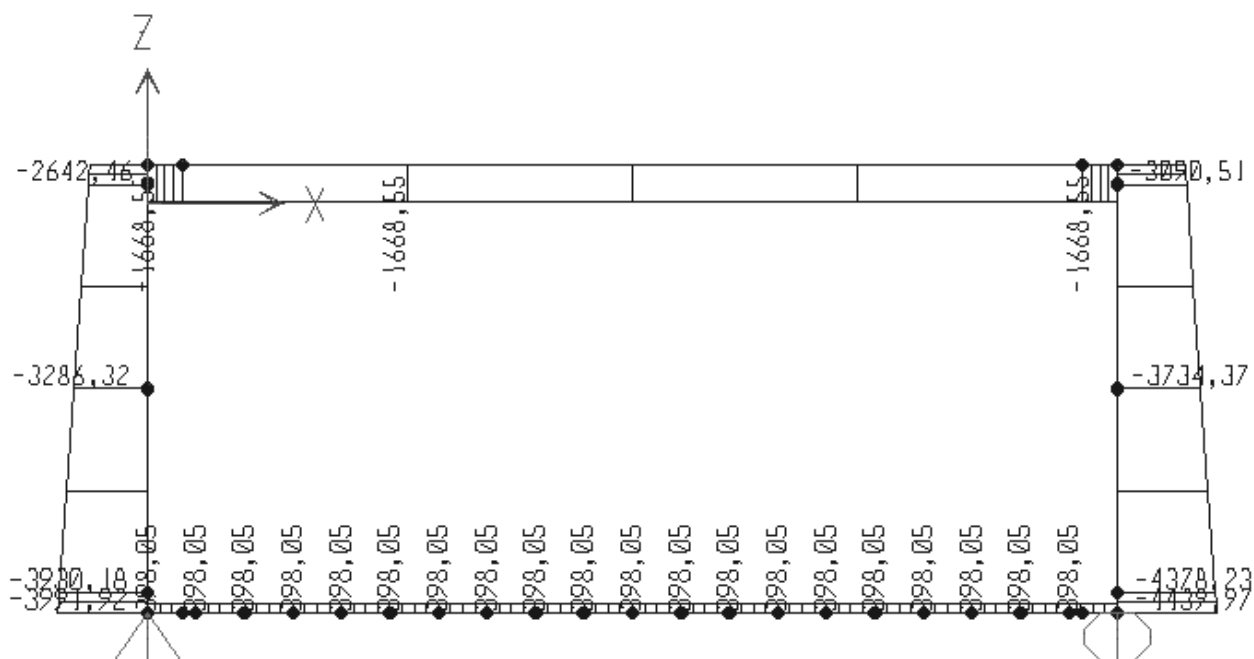


Figura 19-Diagramma N per la combinazione $FUlt_{31}$

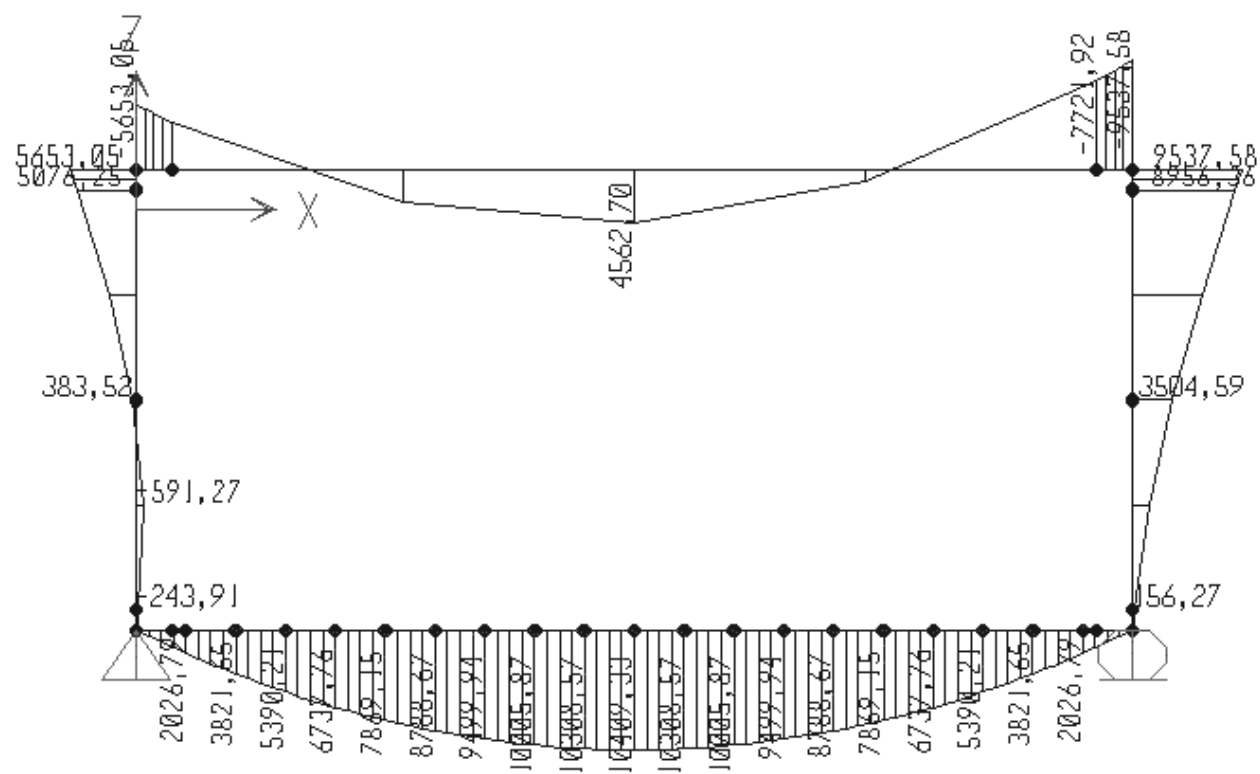
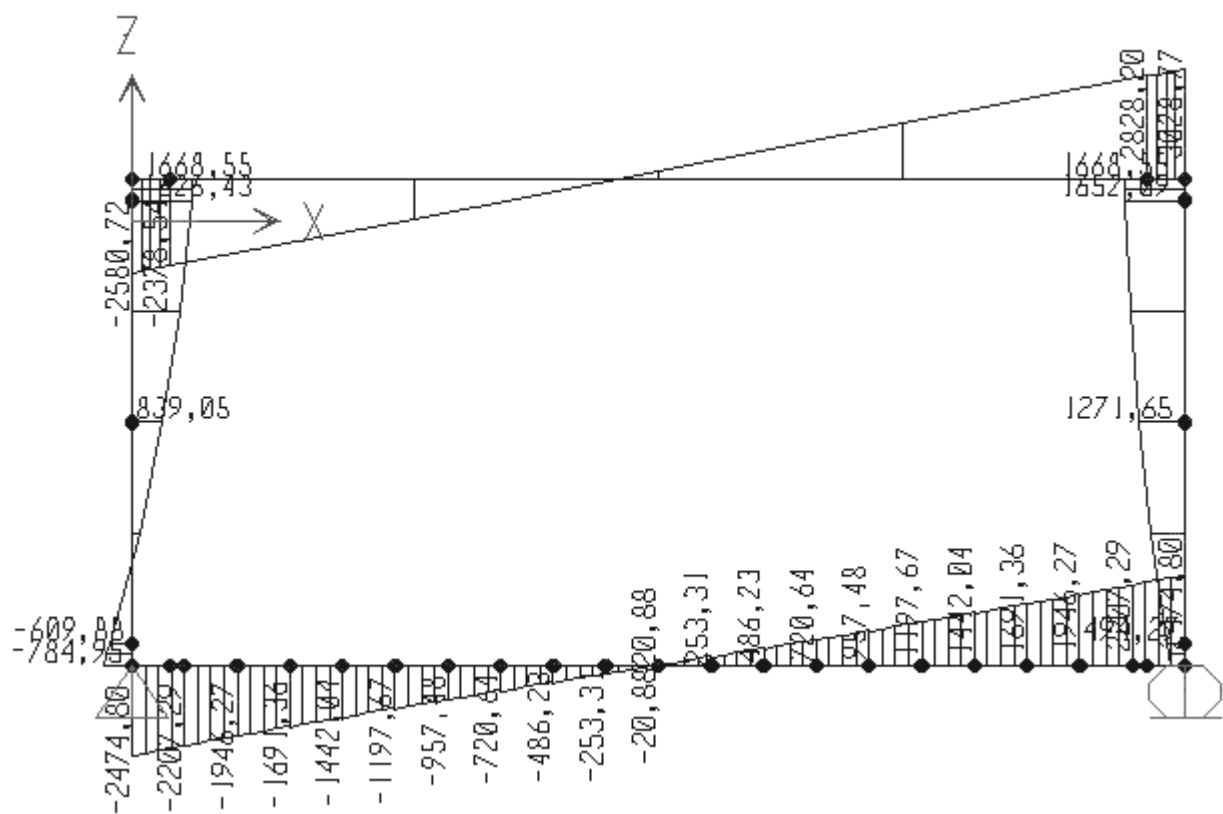


Figura 20-Diagramma M per la combinazione $FUlt_{31}$



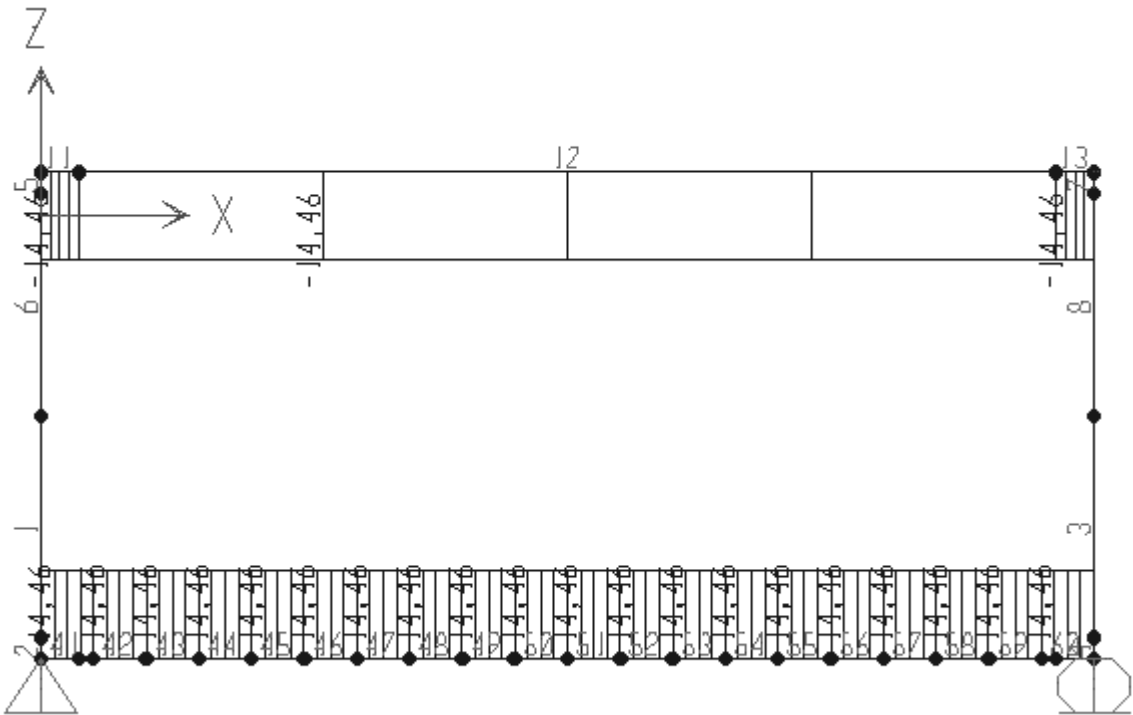


Figura 25-Diagramma N dovuto al carico termico

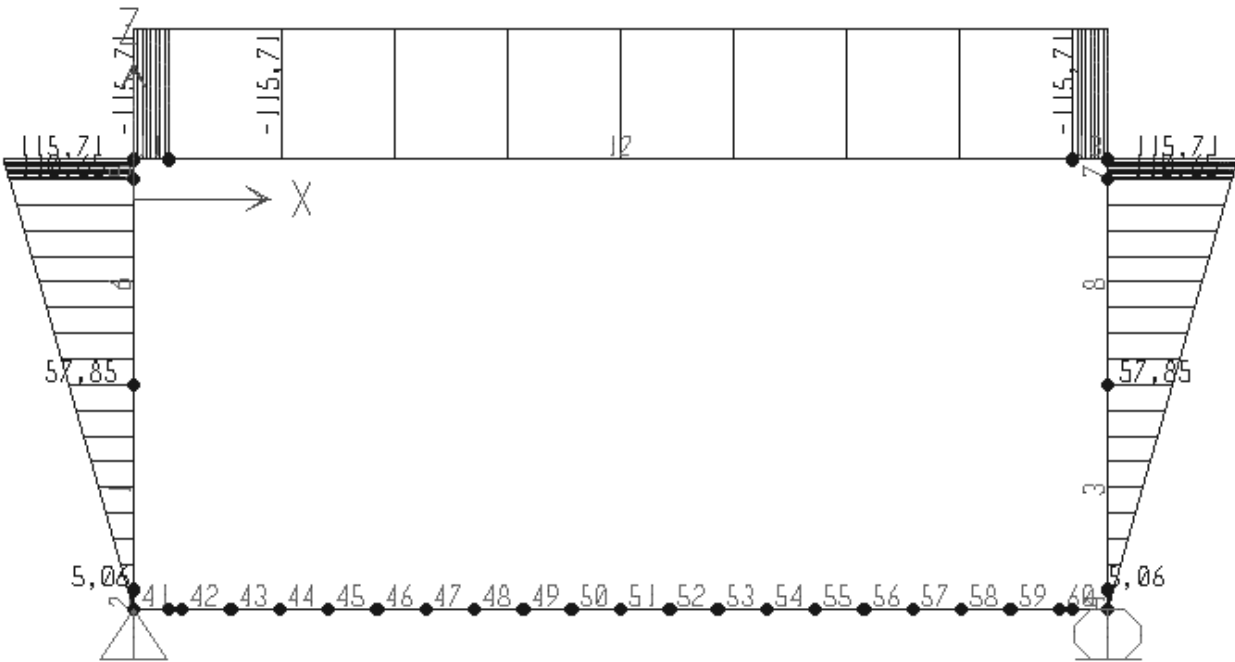


Figura 26-Diagramma M dovuto al carico termico

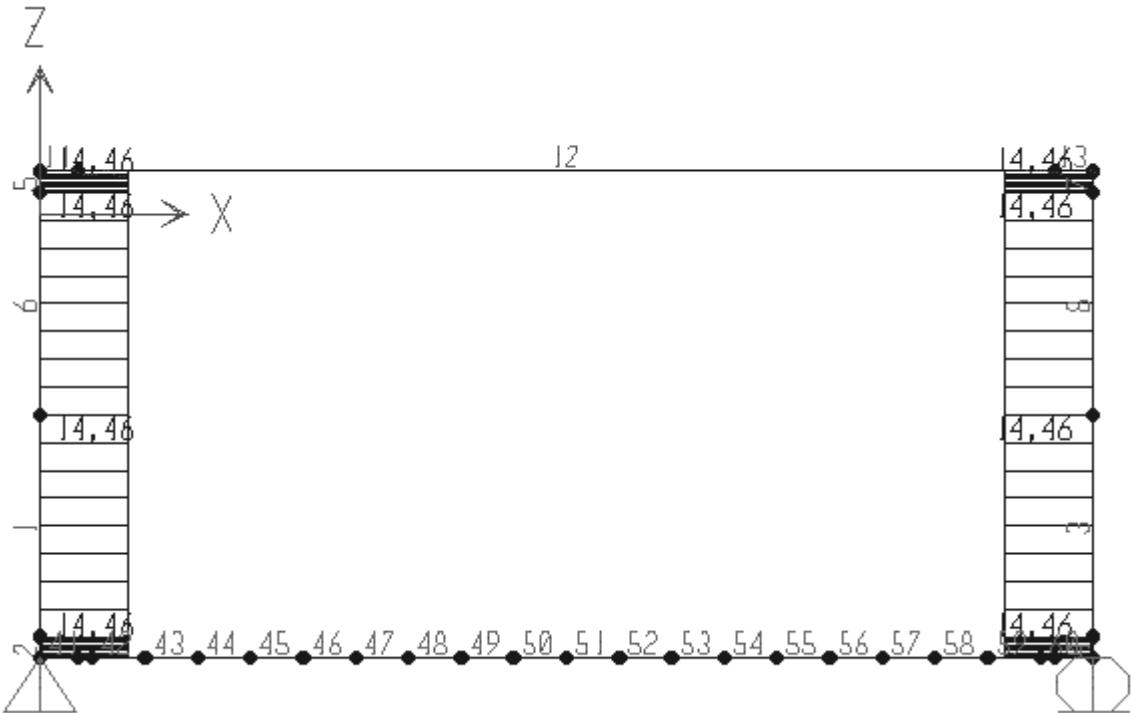


Figura 27-Diagramma T dovuto al carico termico

7 ALLEGATI DI CALCOLO

7.1 Verifica sezione diaframma allo S.L.-Caso 1

Verifica sezione

Dati:

Tipo sezione: a T

Base superiore	250,0 [cm]
Spessore ala	140,0 [cm]
Spessore anima	110,0 [cm]
Base inferiore	140,0 [cm]

Coordinate dei vertici:

Nr. poligono	Nr. vertici	X[cm]	Y[cm]
1	1	55,00	0,00
	2	195,00	0,00
	3	195,00	110,00
	4	250,00	110,00
	5	250,00	250,00
	6	0,00	250,00
	7	0,00	110,00
	8	55,00	110,00

Caratteristiche geometriche

Area sezione	50400,00 [cmq]	
Inerzia in direzione X	207445000,00 [cm ^ 4]	
Inerzia in direzione Y	239795694,44 [cm ^ 4]	
Coordinate baricentro sezione	Xg = 125,00 [cm]	Yg = 141,81 [cm]

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato**Caratteristiche :**

Coeff. omogeneizz. acciaio/calcestruzzo	15,0
Coeff. omogeneizz. calcestruzzo teso/compresso	0,5
Resistenza caratteristica calcestruzzo	25,0 [MPa]
Tensione ammissibile a compressione	8,5 [MPa]
Tensione ammissibile a trazione	2,7 [MPa]

Tipo di acciaio utilizzato	FeB44K
Sigma ammissibile	255,0 [MPa]
Sigma di snervamento	431,5 [MPa]
Sigma di rottura	539,4 [MPa]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto**Coefficienti di sicurezza materiali :**

Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	1,60
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio	1,15

Sollecitazioni :

Momento lungo asse Y	6690,0000 [kNm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	1975,000 [kN]

Risultati analisi:

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	46,245 [cm]
Equazione asse neutro	$0,000x - 250,000y + 15487,290 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(250,00 ; 203,75) (0,00 ; 203,75)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0,000 [°]

Aree caratteristiche :

Area sezione calcestruzzo reagente	11561,32 [cmq]
Area totale dei ferri	289,53 [cmq]
Area dei ferri omogeneizzata	4342,94 [cmq]
Area sezione omogeneizzata	15904,26 [cmq]

Risultanti e punti di applicazione:

Cls compresso	R=2968,8231 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=234,58 [cm]
Ferri compressi	R=735,6168 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=242,80 [cm]
Compressione totale	R=3704,4399 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=236,22 [cm]
Ferri in trazione	R=3704,4399 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=55,62 [cm]
Trazione totale	3704,4399 [kN]	125,00 [cm]	55,62 [cm]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo 5,136 [MPa]

Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0,437 [MPa]

Tensione di compressione massima nel ferro 65,043 [MPa]

Tensione di trazione massima nel ferro -327,427 [MPa]

Inerzie :

Inerzia sezione cls reagente $I_{cx} = 60215214,3 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{cy} = 85732172,1 \text{ [cm}^4\text{]}$

Inerzia dei ferri omogeneizzata $I_{fx} = 18443242,8 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{fy} = 35543820,6 \text{ [cm}^4\text{]}$

Inerzia sezione omogeneizzata $I_{tx} = 78658457,1 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{ty} = 121275992,7 \text{ [cm}^4\text{]}$

Tensioni armature

N°	X[cm]	Y[cm]	D[mm]	A[cmq]	Sigma[MPa]	Sforzo[kN]
1	242,80	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
2	232,98	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
3	223,17	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
4	213,35	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
5	203,53	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
6	193,72	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
7	183,90	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
8	174,08	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
9	164,27	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
10	154,45	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
11	144,63	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
12	134,82	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
13	125,00	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
14	115,18	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280

15	105,37	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
16	95,55	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
17	85,73	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
18	75,92	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
19	66,10	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
20	56,28	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
21	46,47	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
22	36,65	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
23	26,83	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
24	17,02	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
25	7,20	117,20	24,00	4,52	-144,185	-65,2280
26	242,80	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
27	232,98	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
28	223,17	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
29	213,35	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
30	203,53	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
31	193,72	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
32	183,90	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
33	174,08	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
34	164,27	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
35	154,45	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
36	144,63	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
37	134,82	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
38	125,00	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
39	115,18	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
40	105,37	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
41	95,55	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
42	85,73	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
43	75,92	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
44	66,10	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
45	56,28	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
46	46,47	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247

47	36,65	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
48	26,83	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
49	17,02	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
50	7,20	242,80	24,00	4,52	65,043	29,4247
51	62,20	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
52	71,86	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
53	81,52	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
54	91,18	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
55	100,85	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
56	110,51	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
57	120,17	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
58	129,83	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
59	139,49	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
60	149,15	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
61	158,82	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
62	168,48	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
63	178,14	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244
64	187,80	7,20	24,00	4,52	-327,427	-148,1244

Verifica stato limite ultimo - Dominio M-N

Coefficienti di sicurezza materiali :

Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	1,60
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio	1,15
Resistenza caratteristica calcestruzzo	11,023 [MPa]
Resistenza caratteristica acciaio	375,217 [MPa]
Area armatura	289,53 [cmq]

N°	N[kN]	M[kNm]	Xc[cm]	ϵ_c	ϵ_r
1	-5317,97	5582,48	12,14	0,0005	-0,0100
2	-1770,36	9099,73	24,28	0,0011	-0,0100
3	2929,73	13499,39	36,42	0,0018	-0,0100
4	7438,93	17284,46	48,56	0,0025	-0,0100
5	11008,62	19657,78	60,70	0,0033	-0,0100
6	13876,93	21187,32	72,84	0,0035	-0,0082
7	16585,82	22339,11	84,98	0,0035	-0,0065
8	20543,41	22909,96	97,12	0,0035	-0,0053
9	24490,85	23209,60	109,26	0,0035	-0,0043
10	28190,59	23296,49	121,40	0,0035	-0,0035
11	31710,17	23154,00	133,54	0,0035	-0,0029
12	35044,06	22788,30	145,68	0,0035	-0,0023
13	37968,65	22294,41	157,82	0,0035	-0,0019
14	40981,86	21117,06	169,96	0,0035	-0,0015
15	43772,39	19795,02	182,10	0,0035	-0,0012
16	46325,36	18419,23	194,24	0,0035	-0,0009
17	48707,84	16968,66	206,38	0,0035	-0,0006
18	50956,02	15430,85	218,52	0,0035	-0,0004
19	53097,04	13795,73	230,66	0,0035	-0,0002
20	55153,06	12054,61	242,80	0,0035	0,0000
21	57097,94	10263,34	254,94	0,0035	0,0002
22	58786,66	8656,30	267,08	0,0035	0,0003
23	60151,42	7329,53	279,22	0,0035	0,0005
24	61156,89	6244,31	291,36	0,0035	0,0006
25	61999,14	5319,49	303,50	0,0035	0,0007
26	62704,66	4530,11	315,64	0,0035	0,0008
27	63301,34	3851,64	327,78	0,0035	0,0009
28	63802,85	3273,31	339,92	0,0035	0,0010
29	64217,51	2790,66	352,06	0,0035	0,0011
30	64575,46	2366,41	364,20	0,0035	0,0012

31	64889,51	1987,11	376,34	0,0035	0,0012
32	65143,41	1679,33	388,48	0,0035	0,0013

Momento ultimo per N=0 10756,92 [kNm]

Sforzo normale limite 55310,12 [kN]

Momento massimo per N= 28190,59 [kN]23296,49 [kNm]

Sollecitazione di esercizio N= 0,000 [kN] M=6690,000 [kNm]

Sollecitazione limite Nu= 0,000 [kN]Mu=10756,924 [kNm]

Coefficiente di sicurezza 1,61

7.2 Verifica sezione soletta inferiore allo S.L.-Caso 1

Verifica sezione

Dati :

Tipo sezione: Rettangolare

Base 250,0 [cm]

Altezza 140,0 [cm]

Coordinate dei vertici :

Nr. poligono	Nr. vertici	X[cm]	Y[cm]
1	1	0,00	0,00
	2	250,00	0,00
	3	250,00	140,00
	4	0,00	140,00

Caratteristiche geometriche

Area sezione	35000,00 [cmq]	
Inerzia in direzione X	182291666,67 [cm ^ 4]	
Inerzia in direzione Y	57166666,67 [cm ^ 4]	
Coordinate baricentro sezione	Xg = 125,00 [cm]	Yg = 70,00 [cm]

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato**Caratteristiche :**

Coeff. omogeneizz. acciaio/calcestruzzo	15,0
Coeff. omogeneizz. calcestruzzo teso/compresso	0,5
Resistenza caratteristica calcestruzzo	34,3 [MPa]
Tensione ammissibile a compressione	10,8 [MPa]
Tensione ammissibile a trazione	3,4 [MPa]

Tipo di acciaio utilizzato	FeB44K
Sigma ammissibile	255,0 [MPa]
Sigma di snervamento	431,5 [MPa]
Sigma di rottura	539,4 [MPa]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto**Coefficienti di sicurezza materiali :**

Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	1,60
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio	1,15

Sollecitazioni :

Momento lungo asse Y	10410,0000 [kNm]
----------------------	------------------

Sforzo di Taglio lungo asse Y 2210,000 [kN]

Risultati analisi:

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso 42,135 [cm]
Equazione asse neutro $0,000x - 250,000y + 6966,313 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione (250,00 ; 97,87) (0,00 ; 97,87)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0,000 [°]

Aree caratteristiche :

Area sezione calcestruzzo reagente 10533,69 [cmq]
Area totale dei ferri 530,93 [cmq]
Area dei ferri omogeneizzata 7963,94 [cmq]
Area sezione omogeneizzata 18497,62 [cmq]

Risultanti e punti di applicazione:

Cls compresso	R=5903,6881 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=125,96 [cm]
Ferri compressi	R=3160,4783 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=128,54 [cm]
Compressione totale	R=9064,1664 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=126,86 [cm]
Ferri in trazione	R=9064,1664 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=12,01 [cm]
Trazione totale	9064,1664 [kN]	125,00 [cm]	12,01 [cm]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo 11,209 [MPa]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo 0,770 [MPa]
Tensione di compressione massima nel ferro 139,007 [MPa]

Tensione di trazione massima nel ferro -361,398 [MPa]

Inerzie :

Inerzia sezione cls reagente $I_{cx} = 54862953,0 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{cy} = 26780283,7 \text{ [cm}^4\text{]}$

Inerzia dei ferri omogeneizzata $I_{fx} = 40520064,3 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{fy} = 26713355,5 \text{ [cm}^4\text{]}$

Inerzia sezione omogeneizzata $I_{tx} = 95383017,3 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{ty} = 53493639,2 \text{ [cm}^4\text{]}$

Tensioni armature

N°	X[cm]	Y[cm]	D[mm]	A[cmq]	Sigma[MPa]	Sforzo[kN]
1	243,70	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
2	233,81	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
3	223,92	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
4	214,02	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
5	204,13	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
6	194,24	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
7	184,35	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
8	174,46	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
9	164,57	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
10	154,67	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
11	144,78	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
12	134,89	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
13	125,00	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
14	115,11	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
15	105,22	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
16	95,32	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
17	85,43	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
18	75,54	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
19	65,65	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
20	55,76	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028

21	45,87	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
22	35,97	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
23	26,08	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
24	16,19	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
25	6,30	132,70	26,00	5,31	139,007	73,8028
26	6,30	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
27	16,19	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
28	26,08	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
29	35,98	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
30	45,87	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
31	55,76	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
32	65,65	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
33	75,54	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
34	85,43	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
35	95,33	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
36	105,22	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
37	115,11	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
38	125,00	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
39	134,89	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
40	144,78	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
41	154,68	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
42	164,57	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
43	174,46	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
44	184,35	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
45	194,24	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
46	204,13	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
47	214,03	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
48	223,92	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
49	233,81	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
50	243,70	7,30	26,00	5,31	-361,398	-191,8766
51	243,70	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
52	233,81	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163

53	223,92	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
54	214,02	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
55	204,13	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
56	194,24	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
57	184,35	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
58	174,46	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
59	164,57	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
60	154,67	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
61	144,78	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
62	134,89	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
63	125,00	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
64	115,11	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
65	105,22	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
66	95,32	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
67	85,43	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
68	75,54	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
69	65,65	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
70	55,76	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
71	45,87	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
72	35,97	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
73	26,08	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
74	16,19	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
75	6,30	122,70	26,00	5,31	99,102	52,6163
76	6,30	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
77	16,19	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
78	26,08	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
79	35,98	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
80	45,87	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
81	55,76	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
82	65,65	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
83	75,54	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
84	85,43	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900

85	95,33	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
86	105,22	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
87	115,11	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
88	125,00	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
89	134,89	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
90	144,78	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
91	154,68	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
92	164,57	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
93	174,46	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
94	184,35	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
95	194,24	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
96	204,13	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
97	214,03	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
98	223,92	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
99	233,81	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900
100	243,70	17,30	26,00	5,31	-321,493	-170,6900

Verifica stato limite ultimo - Dominio M-N

Coefficienti di sicurezza materiali :

Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	1,60
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio	1,15
Resistenza caratteristica calcestruzzo	15,135 [MPa]
Resistenza caratteristica acciaio	375,217 [MPa]
Area armatura	530,93 [cmq]

N°	N[kN]	M[kNm]	Xc[cm]	ϵ_c	ϵ_f
1	-11814,71	4846,43	6,63	0,0005	-0,0100
2	-7243,66	7602,74	13,27	0,0011	-0,0100
3	-1583,25	10935,46	19,91	0,0018	-0,0100
4	4737,86	14498,60	26,54	0,0025	-0,0100
5	9423,63	16823,42	33,17	0,0033	-0,0100
6	12196,09	18011,42	39,81	0,0035	-0,0082
7	14228,78	18704,68	46,44	0,0035	-0,0065
8	16261,46	19285,70	53,08	0,0035	-0,0053
9	18294,14	19754,46	59,71	0,0035	-0,0043
10	20326,82	20110,98	66,35	0,0035	-0,0035
11	22359,50	20355,25	72,98	0,0035	-0,0029
12	24392,19	20487,27	79,62	0,0035	-0,0023
13	27362,75	20012,77	86,26	0,0035	-0,0019
14	31247,61	18856,20	92,89	0,0035	-0,0015
15	35033,98	17636,16	99,53	0,0035	-0,0012
16	38601,14	16430,79	106,16	0,0035	-0,0009
17	41987,77	15217,69	112,80	0,0035	-0,0006

18	45223,97	13979,44	119,43	0,0035	-0,0004
19	48333,47	12702,28	126,07	0,0035	-0,0002
20	51335,30	11375,22	132,70	0,0035	0,0000
21	54244,83	9989,35	139,34	0,0035	0,0002
22	56898,89	8664,54	145,97	0,0035	0,0003
23	59153,66	7520,50	152,61	0,0035	0,0005
24	61080,36	6527,41	159,24	0,0035	0,0006
25	62729,79	5665,41	165,88	0,0035	0,0007
26	64147,07	4915,30	172,51	0,0035	0,0008
27	65371,87	4259,05	179,14	0,0035	0,0009
28	66438,54	3680,35	185,78	0,0035	0,0010
29	67376,25	3165,04	192,41	0,0035	0,0011
30	68195,18	2711,08	199,05	0,0035	0,0012
31	68903,36	2316,53	205,68	0,0035	0,0012
32	69544,40	1954,21	212,32	0,0035	0,0013

Momento ultimo per N=0 11827,92 [kNm]

Sforzo normale limite 62298,41 [kN]

Momento massimo per N= 24392,19 [kN]20487,27 [kNm]

Sollecitazione di esercizio N= 0,000 [kN] M=10410,000 [kNm]

Sollecitazione limite Nu= 0,000 [kN]Mu=11827,916 [kNm]

Coefficiente di sicurezza 1,14

7.3 Verifica sezione soletta superiore allo S.L.-Caso 1

Verifica sezione

Dati :

Tipo sezione: Rettangolare

Base 250,0 [cm]

Altezza 140,0 [cm]

Coordinate dei vertici :

Nr. poligono	Nr. vertici	X[cm]	Y[cm]
1	1	0,00	0,00
	2	250,00	0,00
	3	250,00	140,00
	4	0,00	140,00

Caratteristiche geometriche

Area sezione 35000,00 [cmq]

Inerzia in direzione X 182291666,67 [cm ^ 4]

Inerzia in direzione Y 57166666,67 [cm ^ 4]

Coordinate baricentro sezione $X_g = 125,00$ [cm] $Y_g = 70,00$ [cm]

Materiale impiegato : Calcestruzzo armato

Caratteristiche :

Coeff. omogeneizz. acciaio/calcestruzzo	15,0
Coeff. omogeneizz. calcestruzzo teso/compresso	0,5
Resistenza caratteristica calcestruzzo	34,3 [MPa]
Tensione ammissibile a compressione	10,8 [MPa]
Tensione ammissibile a trazione	3,4 [MPa]

Tipo di acciaio utilizzato	FeB44K
Sigma ammissibile	255,0 [MPa]
Sigma di snervamento	431,5 [MPa]
Sigma di rottura	539,4 [MPa]

Resistenza a trazione del materiale non messa in conto

Coefficienti di sicurezza materiali :

Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	1,60
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio	1,15

Sollecitazioni :

Sforzo Normale	1975,0000 [kN]
Momento lungo asse Y	6690,0000 [kNm]

Risultati analisi:

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	46,807 [cm]
Equazione asse neutro	$0,000x - 250,000y + 5798,146 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(250,00 ; 93,19) (0,00 ; 93,19)

Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale 0,000 [°]

Aree caratteristiche :

Area sezione calcestruzzo reagente	11701,85 [cmq]
Area totale dei ferri	452,39 [cmq]
Area dei ferri omogeneizzata	6785,84 [cmq]
Area sezione omogeneizzata	18487,69 [cmq]

Risultanti e punti di applicazione:

Cls compresso	R=4643,3785 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=124,40 [cm]
Ferri compressi	R=2123,1564 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=130,30 [cm]
Compressione totale	R=6766,5350 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=126,25 [cm]
Ferri in trazione	R=4791,5350 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=9,81 [cm]
Trazione totale	4791,5350 [kN]	125,00 [cm]	9,81 [cm]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	7,936 [MPa]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0,000 [MPa]
Tensione di compressione massima nel ferro	100,731 [MPa]
Tensione di trazione massima nel ferro	-218,699 [MPa]

Inerzie :

Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 60947158,6$ [cm ⁴]	$I_{cy} = 27543733,8$ [cm ⁴]
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 34584169,9$ [cm ⁴]	$I_{fy} = 24559991,2$ [cm ⁴]
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 95531328,6$ [cm ⁴]	$I_{ty} = 52103725,0$ [cm ⁴]

Tensioni armature

N°	X[cm]	Y[cm]	D[mm]	A[cmq]	Sigma[MPa]	Sforzo[kN]
1	243,80	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
2	233,90	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
3	224,00	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
4	214,10	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
5	204,20	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
6	194,30	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
7	184,40	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
8	174,50	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
9	164,60	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
10	154,70	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
11	144,80	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
12	134,90	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
13	125,00	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
14	115,10	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
15	105,20	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
16	95,30	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
17	85,40	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
18	75,50	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
19	65,60	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
20	55,70	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
21	45,80	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
22	35,90	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
23	26,00	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
24	16,10	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696
25	6,20	132,80	24,00	4,52	100,731	45,5696

26	6,20	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
27	16,10	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
28	26,00	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
29	35,90	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
30	45,80	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
31	55,70	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
32	65,60	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
33	75,50	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
34	85,40	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
35	95,30	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
36	105,20	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
37	115,10	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
38	125,00	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
39	134,90	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
40	144,80	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
41	154,70	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
42	164,60	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
43	174,50	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
44	184,40	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
45	194,30	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
46	204,20	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
47	214,10	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
48	224,00	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
49	233,90	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
50	243,80	7,20	24,00	4,52	-218,699	-98,9371
51	243,80	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
52	233,90	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
53	224,00	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
54	214,10	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
55	204,20	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
56	194,30	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
57	184,40	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567

58	174,50	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
59	164,60	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
60	154,70	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
61	144,80	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
62	134,90	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
63	125,00	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
64	115,10	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
65	105,20	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
66	95,30	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
67	85,40	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
68	75,50	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
69	65,60	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
70	55,70	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
71	45,80	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
72	35,90	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
73	26,00	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
74	16,10	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
75	6,20	127,40	24,00	4,52	86,997	39,3567
76	6,20	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
77	16,10	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
78	26,00	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
79	35,90	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
80	45,80	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
81	55,70	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
82	65,60	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
83	75,50	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
84	85,40	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
85	95,30	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
86	105,20	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
87	115,10	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
88	125,00	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
89	134,90	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243

90	144,80	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
91	154,70	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
92	164,60	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
93	174,50	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
94	184,40	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
95	194,30	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
96	204,20	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
97	214,10	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
98	224,00	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
99	233,90	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243
100	243,80	12,60	24,00	4,52	-204,966	-92,7243

Verifica stato limite ultimo - Dominio M-N

Coefficienti di sicurezza materiali :

Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo	1,60
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio	1,15
Resistenza caratteristica calcestruzzo	15,135 [MPa]
Resistenza caratteristica acciaio	375,217 [MPa]
Area armatura	452,39 [cmq]

N°	N[kN]	M[kNm]	Xc[cm]	ϵ_c	ϵ_f
1	-9087,76	4812,83	6,64	0,0005	-0,0100
2	-4895,14	7406,78	13,28	0,0011	-0,0100
3	342,74	10558,12	19,92	0,0018	-0,0100
4	6187,66	13916,47	26,56	0,0025	-0,0100
5	10051,35	15860,47	33,20	0,0033	-0,0100

6	12205,28	16721,80	39,84	0,0035	-0,0082
7	14239,50	17415,04	46,48	0,0035	-0,0065
8	16273,71	17995,86	53,12	0,0035	-0,0053
9	18307,93	18464,25	59,76	0,0035	-0,0043
10	20342,14	18820,24	66,40	0,0035	-0,0035
11	22376,35	19063,80	73,04	0,0035	-0,0029
12	24410,57	19194,95	79,68	0,0035	-0,0023
13	26808,79	19004,73	86,32	0,0035	-0,0019
14	30452,27	17946,83	92,96	0,0035	-0,0015
15	34007,69	16825,63	99,60	0,0035	-0,0012
16	37372,96	15706,40	106,24	0,0035	-0,0009
17	40581,63	14568,95	112,88	0,0035	-0,0006
18	43659,81	13397,58	119,52	0,0035	-0,0004
19	46628,09	12179,91	126,16	0,0035	-0,0002
20	49502,97	10906,00	132,80	0,0035	0,0000
21	52297,79	9567,84	139,44	0,0035	0,0002
22	54840,89	8290,97	146,08	0,0035	0,0003
23	56996,22	7189,52	152,72	0,0035	0,0005
24	58831,58	6235,66	159,36	0,0035	0,0006
25	60396,85	5409,93	166,00	0,0035	0,0007
26	61736,36	4693,42	172,64	0,0035	0,0008
27	62889,11	4068,37	179,28	0,0035	0,0009
28	63888,88	3518,69	185,92	0,0035	0,0010
29	64764,36	3030,39	192,56	0,0035	0,0011
30	65527,47	2600,10	199,20	0,0035	0,0012
31	66181,17	2229,32	205,84	0,0035	0,0012
32	66771,26	1889,21	212,48	0,0035	0,0013

Momento ultimo per N=0 10351,92 [kNm]

Sforzo normale limite 59351,46 [kN]

Momento massimo per N= 24410,57 [kN]19194,95 [kNm]

Sollecitazione di esercizio N= 1975,000 [kN] M=6690,000 [kNm]

Sollecitazione limite Nu= 3683,631 [kN]Mu=12477,717 [kNm]

Coefficiente di sicurezza 1,87