



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 Zalocco
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 "POZZACCHIO"
RELAZIONE TECNICA E DI PREDIMENSIONAMENTO*

SCALA :

CODICE IDENTIFICATIVO :

FASE/LOTTO

D 1

DOC.

C L

OPERA/DISCIPLINA

G A 0 2

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	15
6.1.3	DIAFRAMMA CON SEZIONE A T	18
6.1.4	VERIFICA ALLA STABILITÀ GLOBALE	27
6.2	GALLERIA ARTIFICIALE POZZACCHIO	30
6.2.1	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	30
6.2.2	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	33
6.2.3	ANALISI DEI CARICHI	34
6.2.4	SCHEMA STATICO	38
6.2.5	VERIFICHE	42
<u>7</u>	<u>ALLEGATI DI CALCOLO</u>	<u>58</u>
7.1	VERIFICA SEZIONE DIAFRAMMA ALLO S.L.	58
7.2	VERIFICA SEZIONE SOLETTA INFERIORE ALLO S.L.	67
7.3	VERIFICA SEZIONE SOLETTA SUPERIORE ALLO S.L.	78

1 SCOPO DELLA RELAZIONE E DESCRIZIONE

Oggetto della presente relazione è l'intervento di realizzazione della galleria artificiale Pozzacchio, 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 4+500.00 al Km 4+770.00 per un totale di 270.00 metri. La galleria presenta una sezione rettangolare costituita da due diaframmi in c.a. di lunghezza 25,00 metri, aventi sezione a “T” di spessore 1,40 metri, posti ad 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 risulta variabile tra 6,50 e 6,95 metri, mentre la distanza tra intradosso soletta superiore ed estradosso soletta inferiore è di 7,80 metri.

Le zone scoperte, 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 inferiore è invece unica ed ha 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.

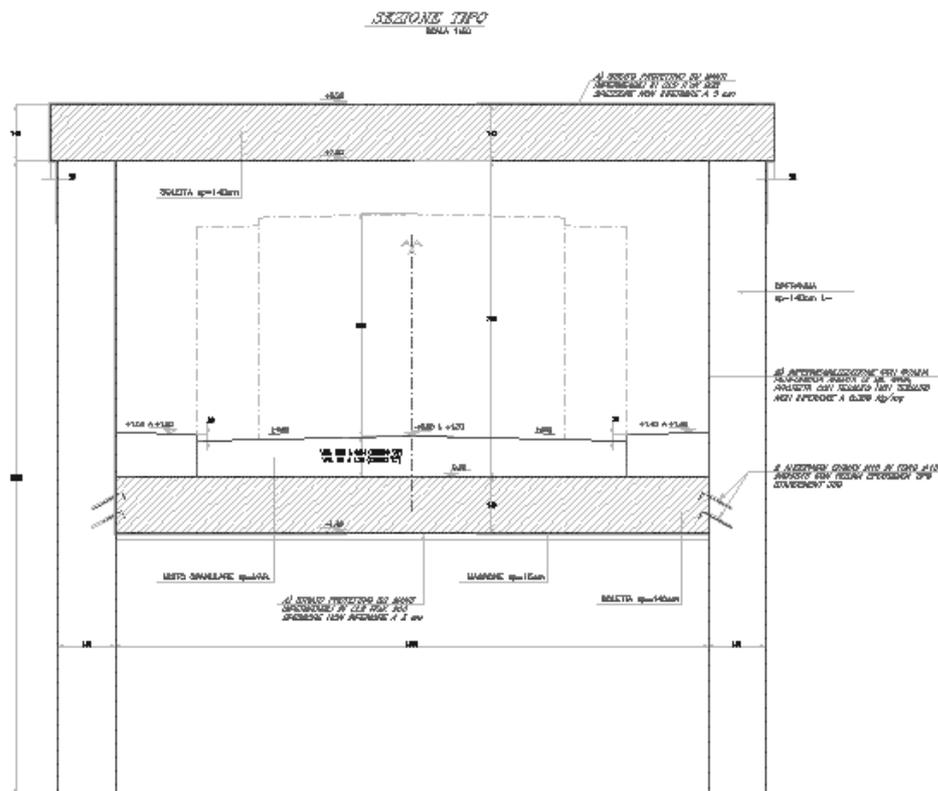


Figura 1 - Schema della sezione in retto

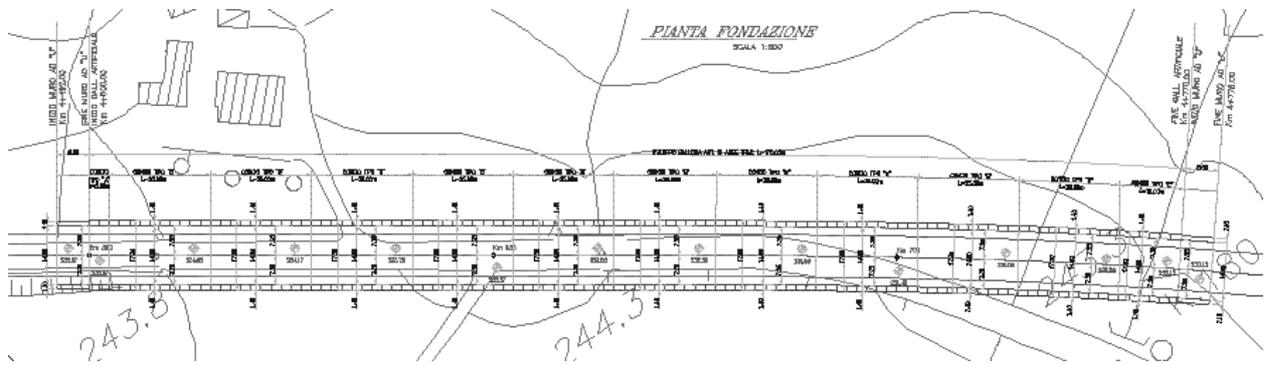


Figura 2 - Schematizzazione in pianta

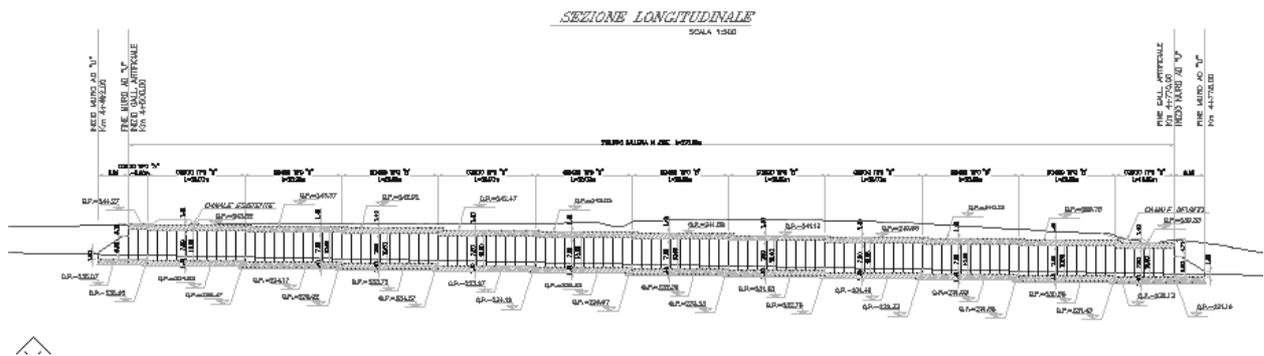


Figura 3 - Schematizzazione profilo

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

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

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

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	$\epsilon_{cu} = 0.0035 \text{ (0.35\%)}$
Deformazione del calcestruzzo al limite elastoplastico	$\epsilon_{ck} = 0.0020 \text{ (0.20\%)}$
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{yu} = 0.0100 \text{ (1.00\%)}$
Deformazione dell'acciaio al limite elastico (R_s^*/E_s)	$\epsilon_{yk} = 0.0018 \text{ (0.18\%)}$

- LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO

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

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

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

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:

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

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

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, sezione longitudinale e sezioni tipo	D1P8GA02001A
Carpenteria – Concio tipo “A” e “C”	D1BZGA02001A
Carpenteria – Concio tipo “B”	D1BZGA02002A
Carpenteria – Muri tipo	D1BZGA02003A
Tavola delle fasi costruttive	D1BZGA02004A
Relazione tecnica e predimensionamento	D1CLGA02001A

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.

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 contropinta 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, contropinta, 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

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

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 $1/2H$.

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.

6.1.2 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 rigidezza 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). Indicato con E_m il modulo elastico del materiale costituente la paratia (in MPa), l'equivalenza, in termini di rigidezza, 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, rigidezza 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:

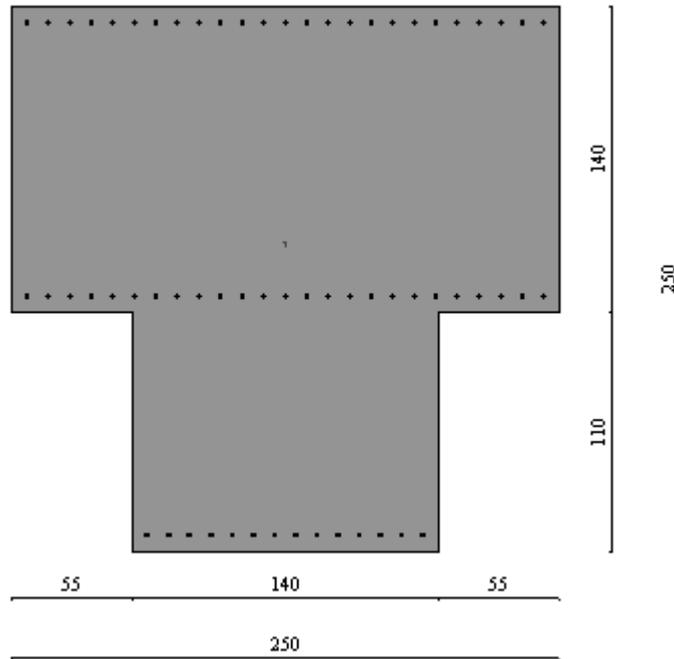


Figura 4 – Sezione diaframma

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):

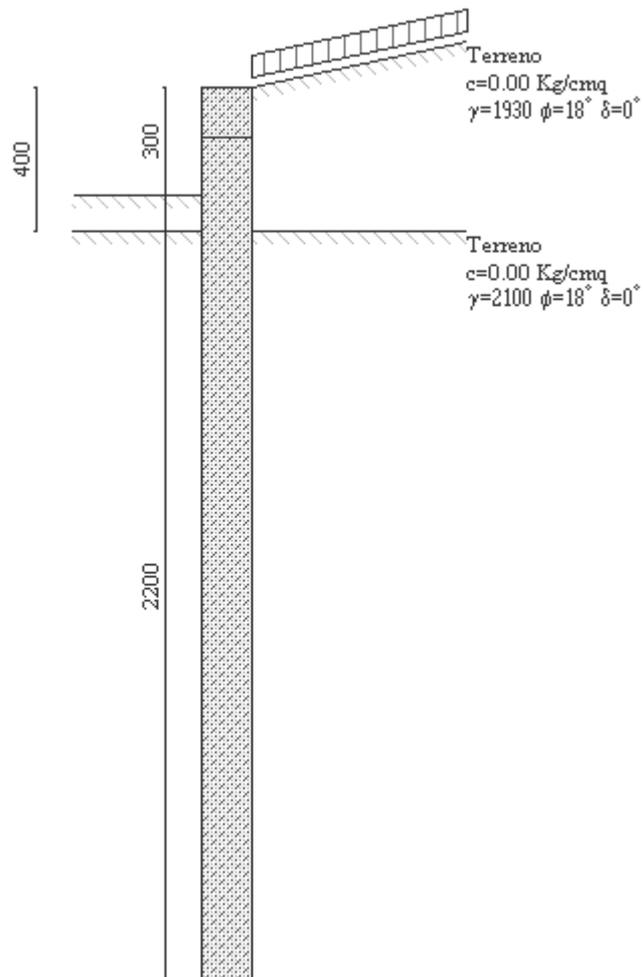


Figura 5 – Cinematismo di ribaltamento Fase 1

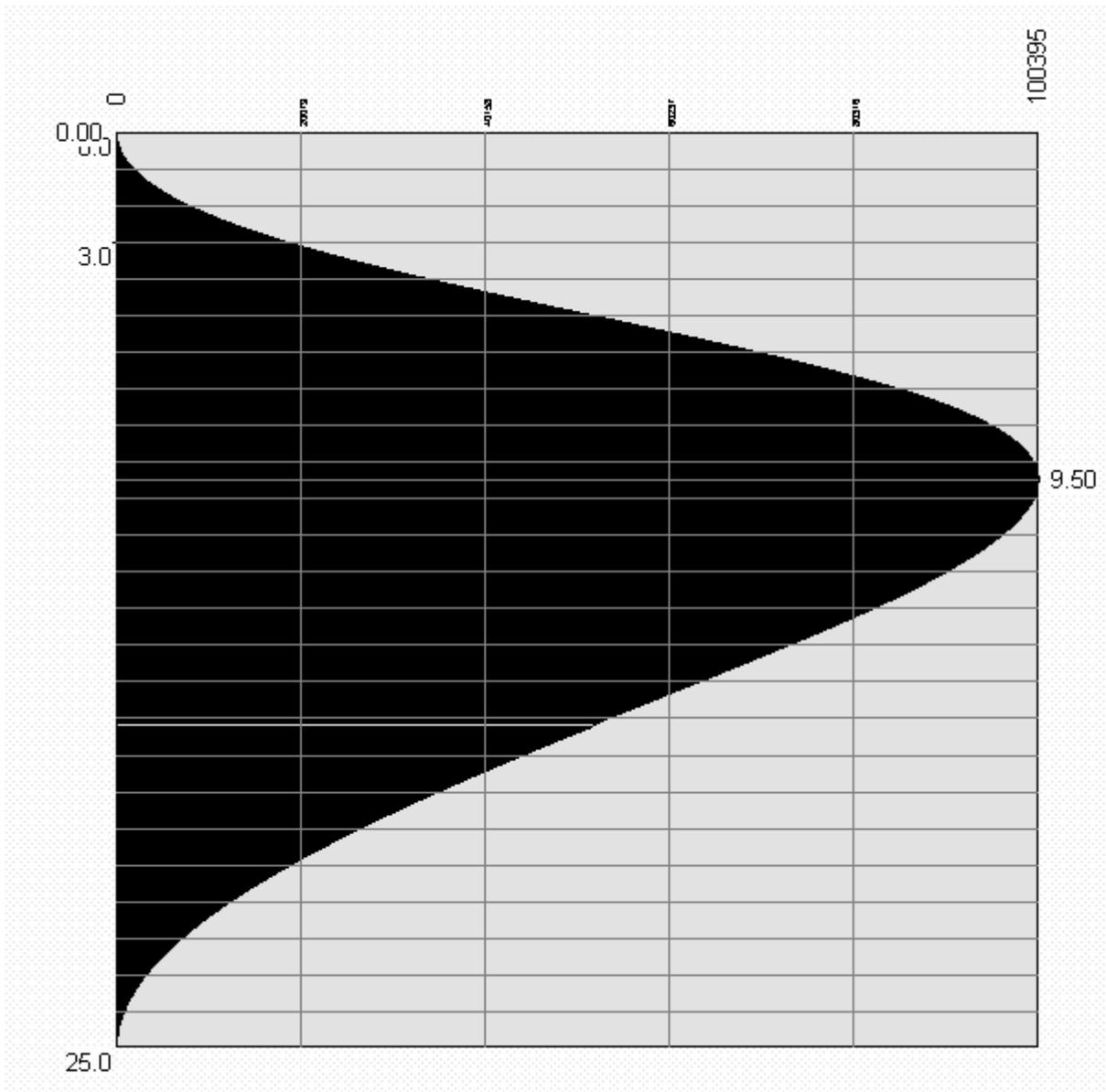


Figura 6 – Diagramma del Momento (Kg-m) Fase 1

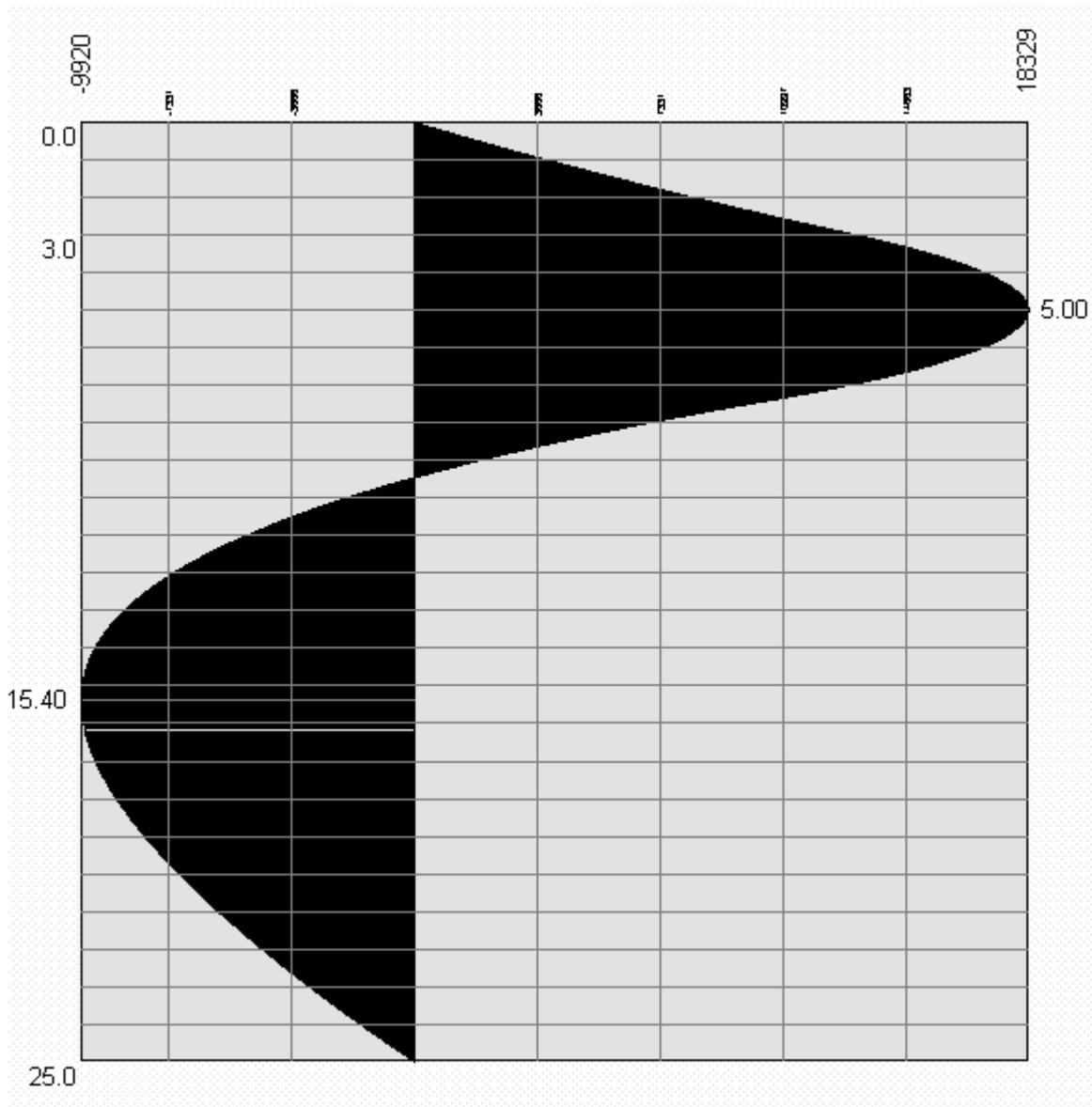


Figura 7 – Diagramma del Taglio (Kg) Fase 1

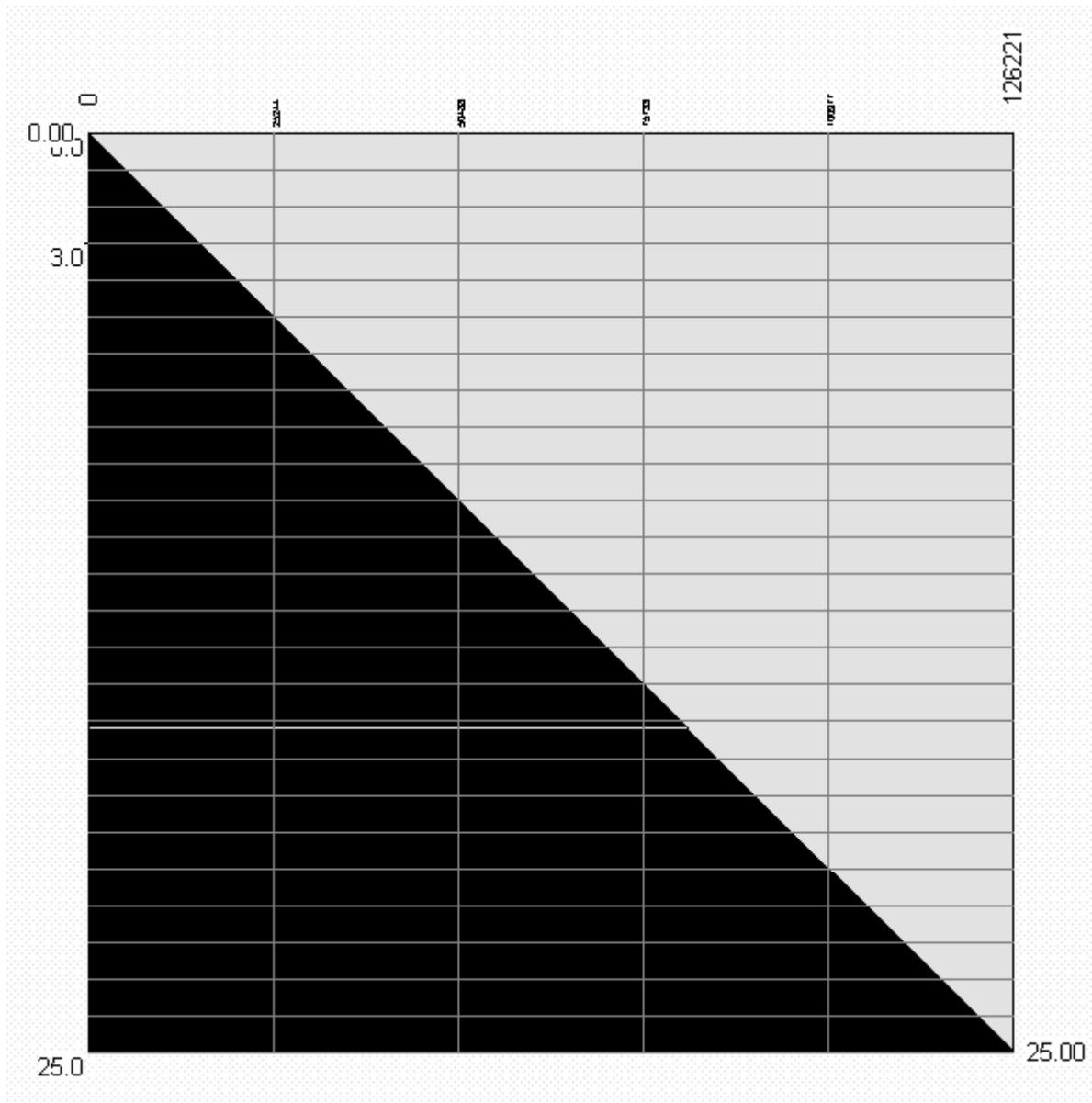


Figura 8 – Diagramma dello Sforzo normale (Kg) Fase 1

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

$$\begin{aligned} N &= 443,52 \text{ kN} \\ M &= 978,61 \text{ kNm} \\ T &= 183,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

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):

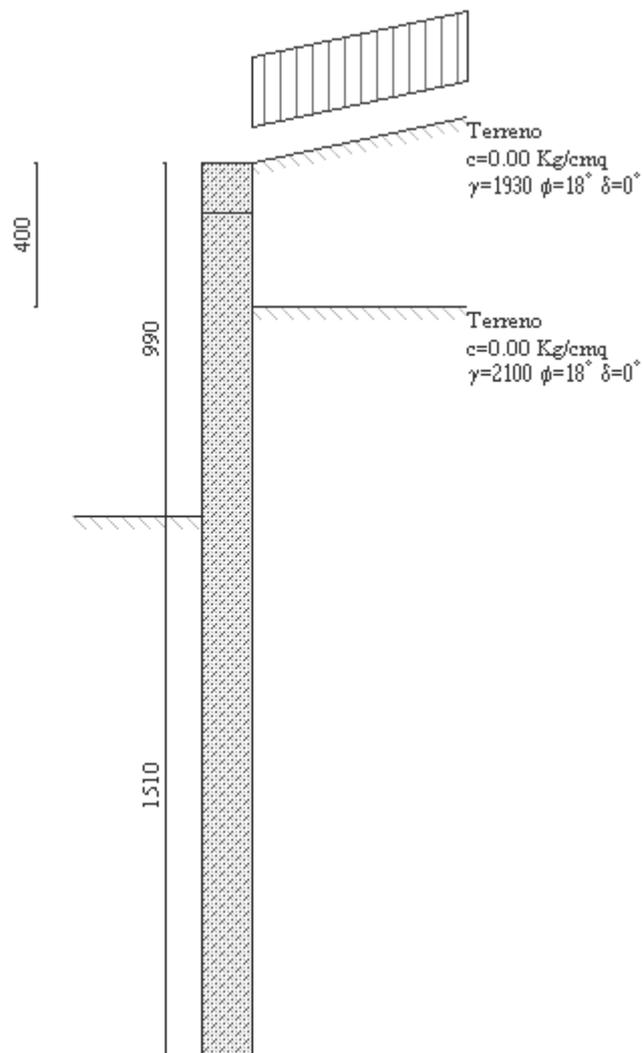


Figura 9 – Schema struttura sottovia Fase 2

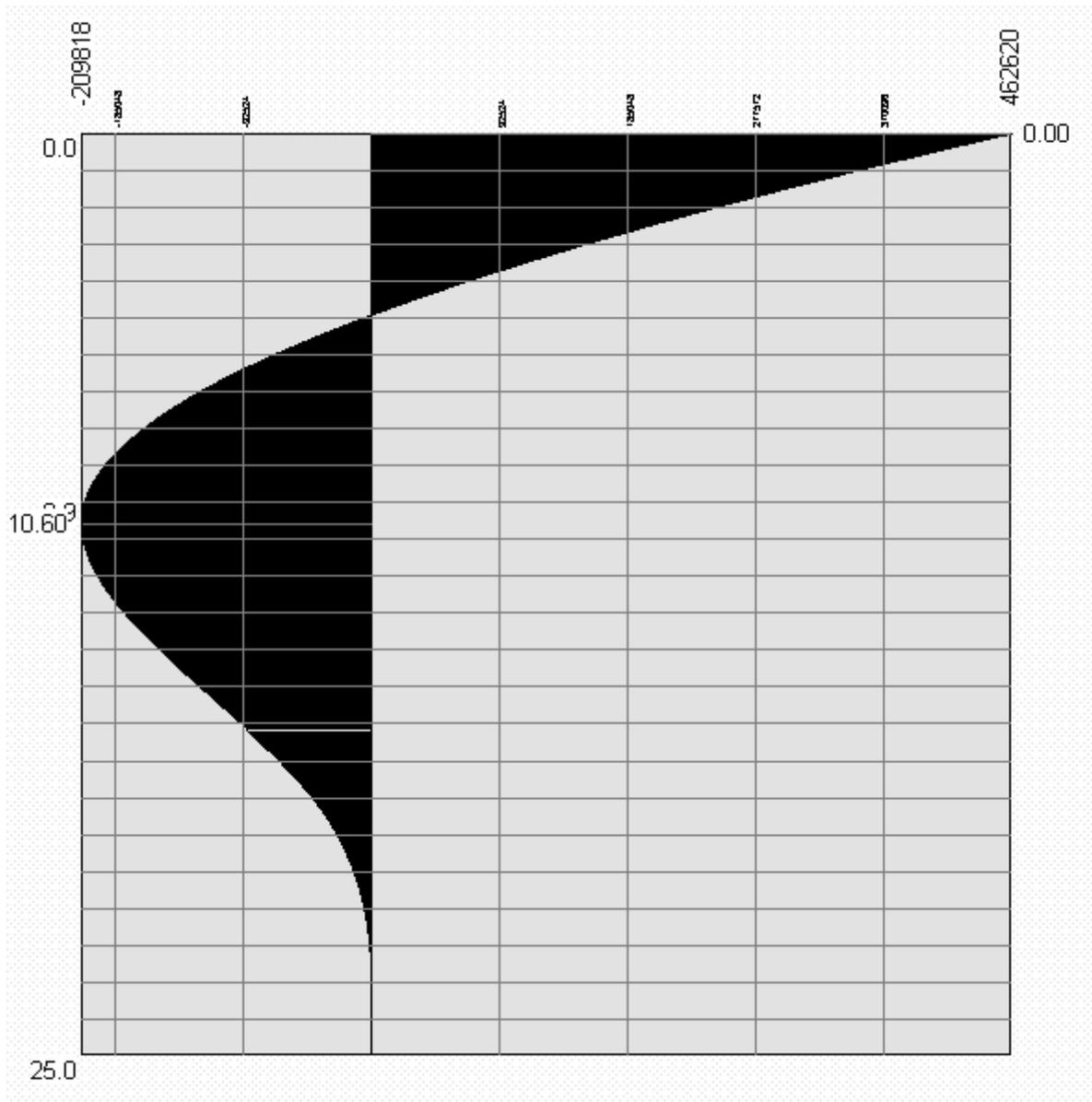


Figura 10 – Diagramma del Momento (Kgm) Fase 2

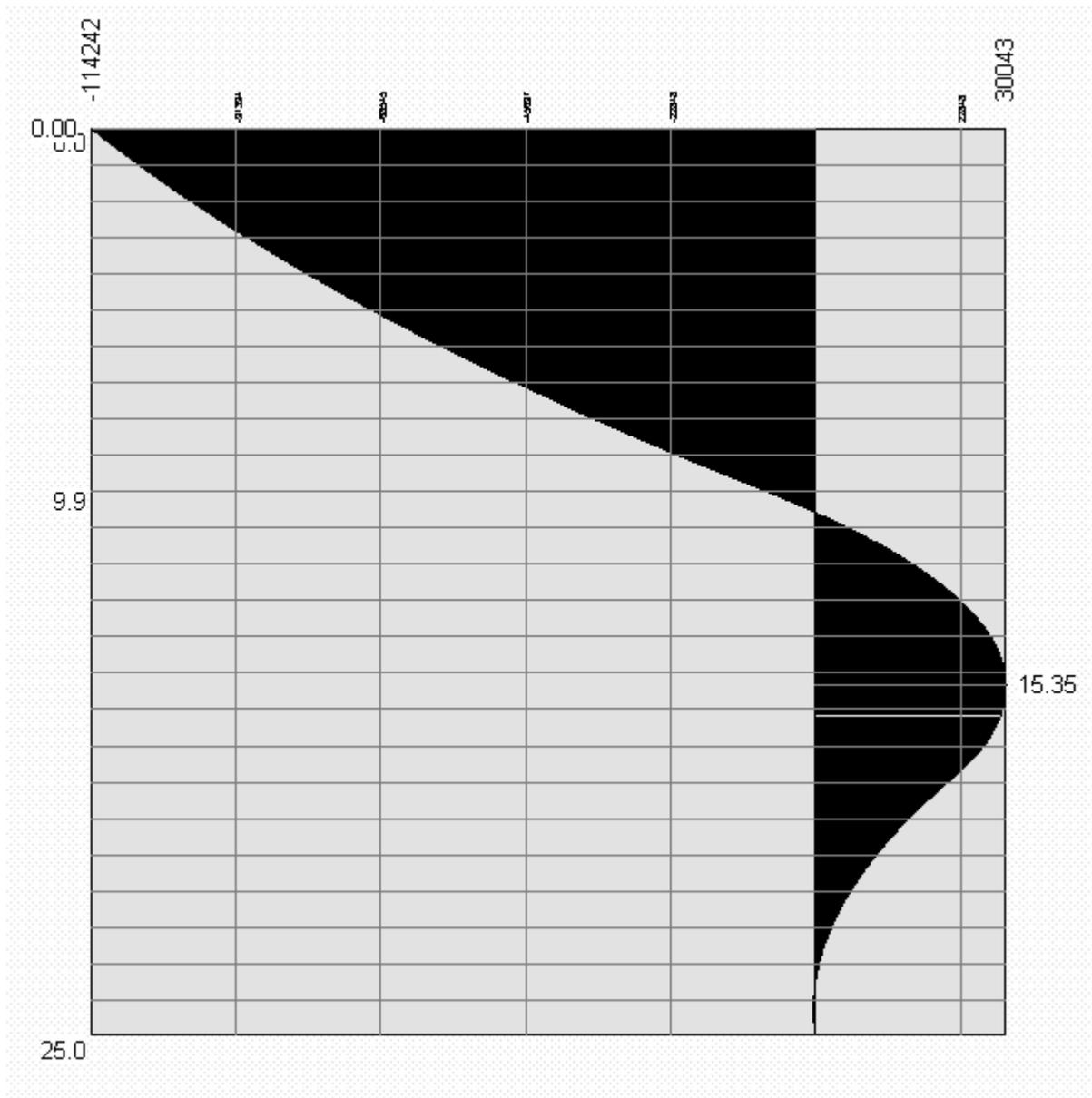


Figura 11 – Diagramma del Taglio (Kg) Fase 2

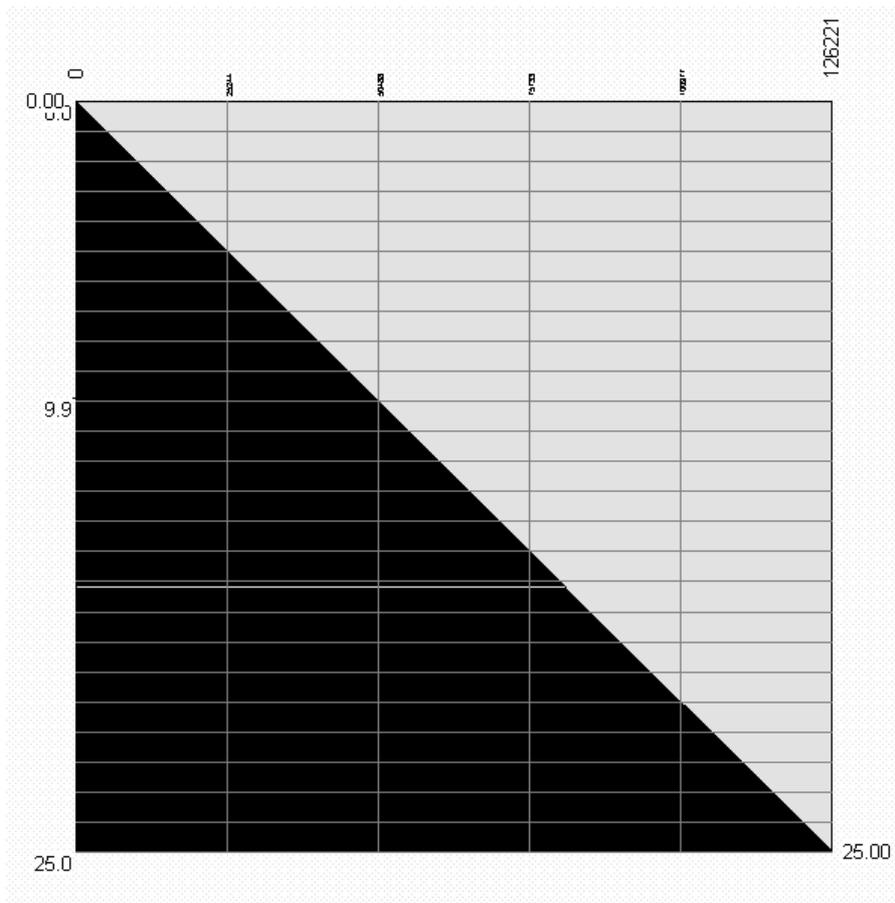


Figura 12 – Diagramma dello Sforzo normale (Kg) Fase 2

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

$$\begin{aligned}
 N &= 0 \\
 M &= -4627 \text{ kNm} \\
 T &= -1143 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Le sollecitazioni sul puntone sono riportate nella tabella seguente:

Reazioni vincolari		
X (m)	R (Kg)	M (Kgm)
0.00	-114242.3	462618.7

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:

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

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)	-28248.1	Y(m)=	8.926
Controspinta (kg)	9919.6	Y(m)=	21.413
Sforzo tiranti(kg)	-----	Y(m)=	-----
Reazioni vincolari (kg)	0.00	Y(m)=	0.00
Spostamento massimo (cm)	0.500	Y(m)=	0.000
Profondità di infissione (m).....			22.000
Punto di nullo (m)			2.008
Punto di inversione (m).....			4.450
Centro di rotazione (m).....			12.434
Percentuale molle plasticizzate			20.18(3.80)
Coeff. sicurezza stabilità globale.....			2.595
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px; display: inline-block;">Help</div>			

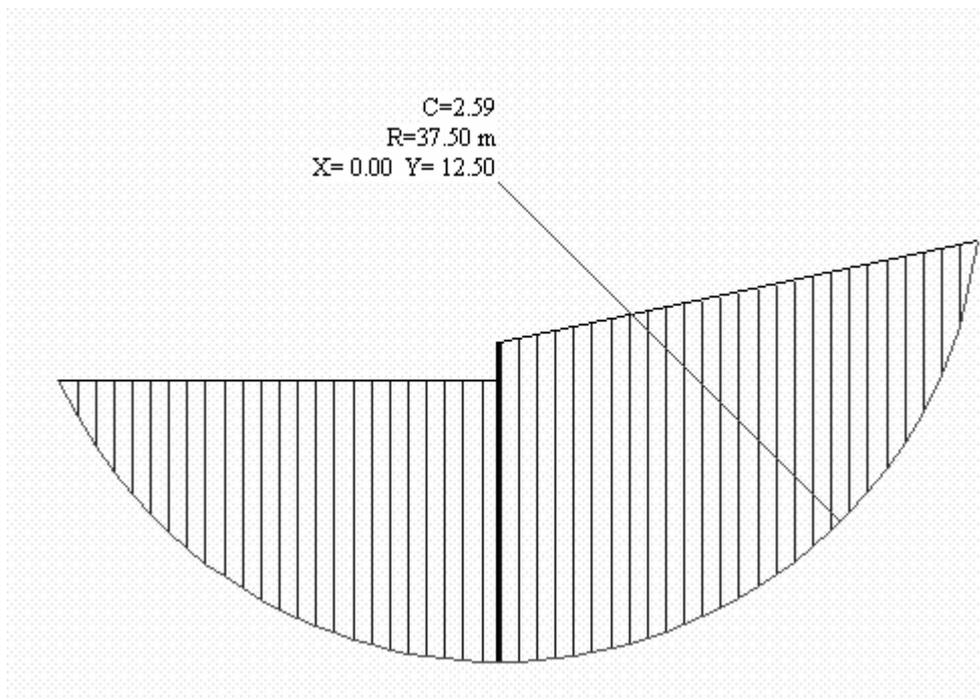


Figura 13 – Verifica alla stabilità globale: risultati e diagramma delle pressioni (Fase 1)

Risultati Analisi			
Spinta sulla paratia (kg)	144286.2	Y(m)=	7.196
Carichi esterni (kg)	0.0	Y(m)=	0.000
Resistenza passiva (kg)	-30321.1	Y(m)=	19.211
Controspinta (kg)	278.0	Y(m)=	24.762
Sforzo tiranti(kg)	-----	Y(m)=	-----
Reazioni vincolari (kg)	-114242.22	Y(m)=	0.00
Spostamento massimo (cm)	0.292	Y(m)=	11.900
Profondità di infissione (m).....			15.100
Punto di nullo (m)			5.470
Punto di inversione (m).....			8.050
Centro di rotazione (m).....			14.384
Percentuale molle plasticizzate			53.14(16.29)
Coeff. sicurezza stabilità globale.....			1.317
<input type="button" value="Help"/>			

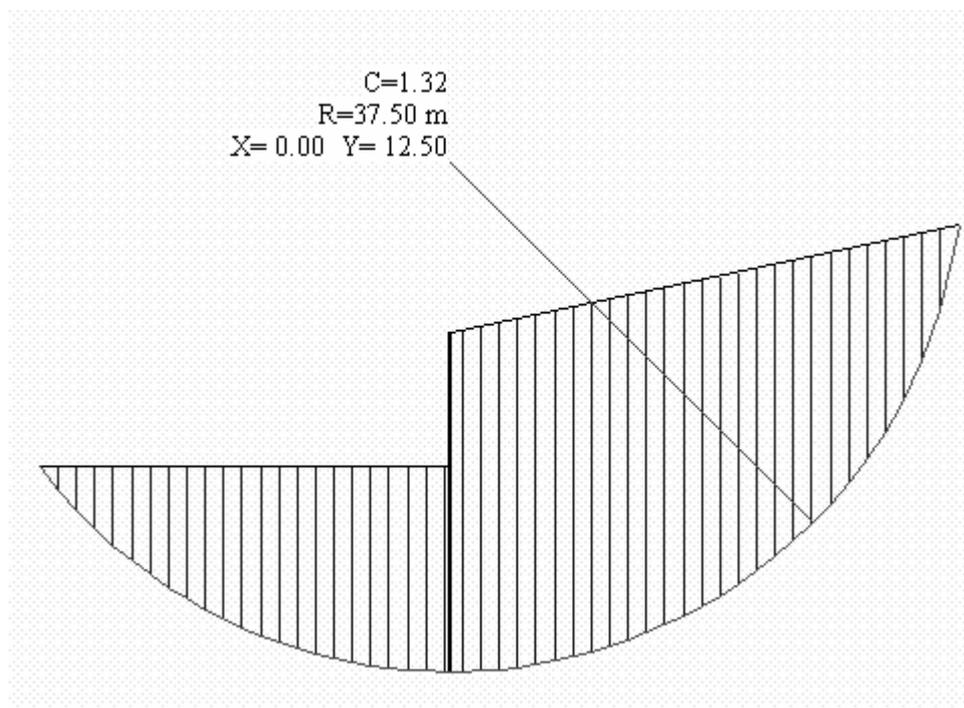


Figura 14 – Verifica alla stabilità globale: risultati e diagramma delle pressioni (Fase 2)

6.2 Galleria artificiale Pozzacchio

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

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 :

$$FF_{kj} = G_{kj} + \Psi_{11} Q_{kjl} + \sum_{\substack{i=1 \\ i \neq j}}^{i=n} (\Psi_{2i} Q_{kji})$$

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:

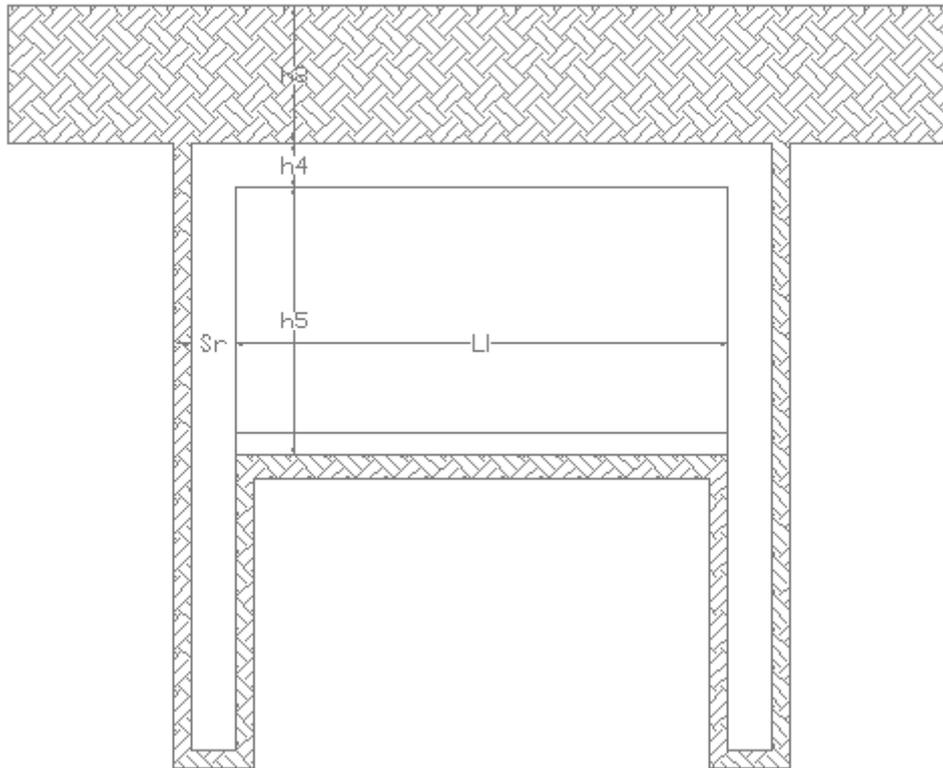


Figura 15 - Geometria della struttura

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	$h5 = 9,20\text{ m}$
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, che si calcola mediante la formula

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Essendo “ ϕ ” l’angolo di attrito del terreno, vale:

$$K_0 = 0,50, \quad \text{per l'UNITA' 0}$$

$$K_0 = 0,70, \quad \text{sia per l'UNITA' 1 che per l'UNITA' 2.}$$

Nelle condizioni di falda indicate:

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

$$\text{Pressione Unità 0} \quad 2,00 \times 20 \times 0,50 \quad = \quad 20,00 \text{ KN/mq}$$

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

$$\text{Pressione Unità 1} \quad 20,00 + 4,00 \times 19,3 \times 0,70 \quad = \quad 74,04 \text{ KN/mq}$$

la pressione orizzontale al livello della soletta inferiore dello scatolare (-12,60 m), vale:

$$\text{Pressione Unità 2 } 74,04 + 6,60 \times 21 \times 0,70 = 171,06 \text{ KN/mq}$$

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_i)

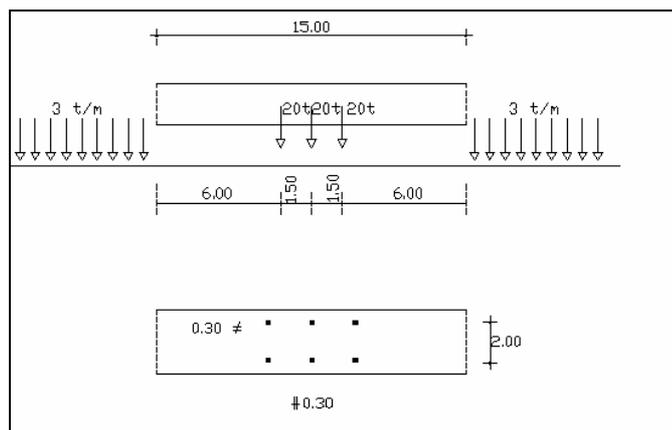


Figura 16 – Valutazione dei carichi mobili: schema 1

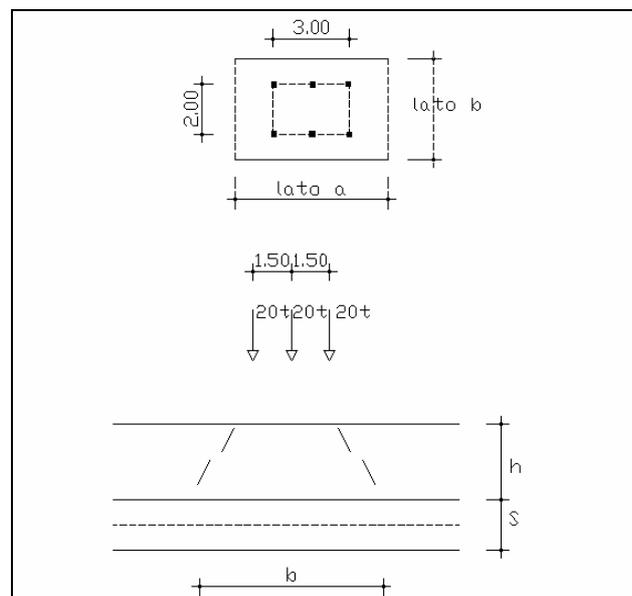


Figura 17 – Valutazione dei carichi mobili: schema 2

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):

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:

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

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

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_s)

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 Cu viene ridotto mediante un coefficiente di sicurezza pari a 0.5:

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

B = 17,34m è la lunghezza della trave inferiore. Allora risulta:

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

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

e quindi

$$K_s(4.60) = K_s \left(1 + 2 \frac{4.60}{17.34} \right) = 1040 \text{ KN / m}^3$$

è la costante di sottofondo alla base dello scatolare.

Segue che

$$W_s = 1040 \times 0,867 \times 2.5 = 2255 \text{ KN/m}$$

La rigidezza nella direzione perpendicolare vale $W^1_s = W_s/10 = 225,5 \text{ KN/m}$.

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 $b^*h = 2,50 \times 140 \text{ cm}$ nel caso della soletta inferiore
- una sezione rettangolare $b^*h = 2,50 \times 140 \text{ cm}$ nel caso della soletta superiore
- una sezione a T $(b1^*h1 + b2^*h2) = 2.50 \times 1.40 + 2.50 \times 1.40$ nel caso dei piedritti

Per tutte le aste del reticolo si è assunto:

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

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.

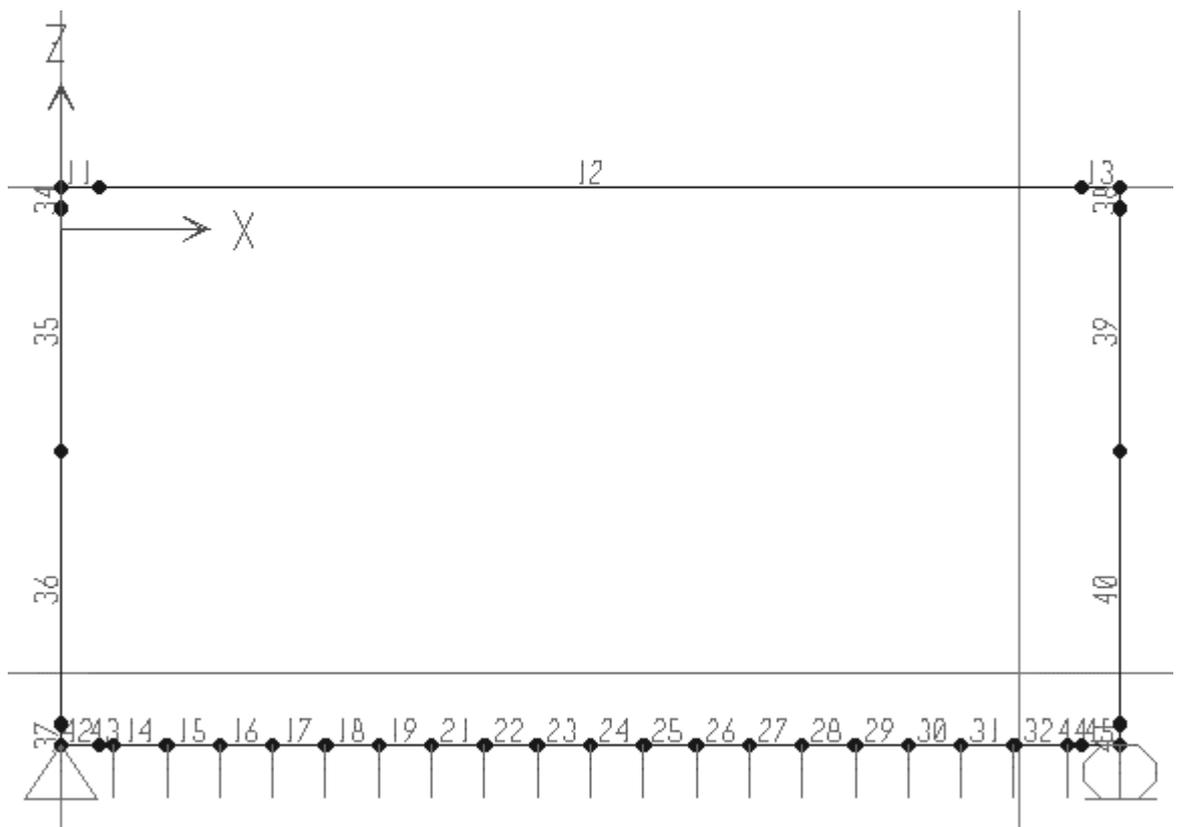


Figura 18 - Modello di calcolo

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.

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

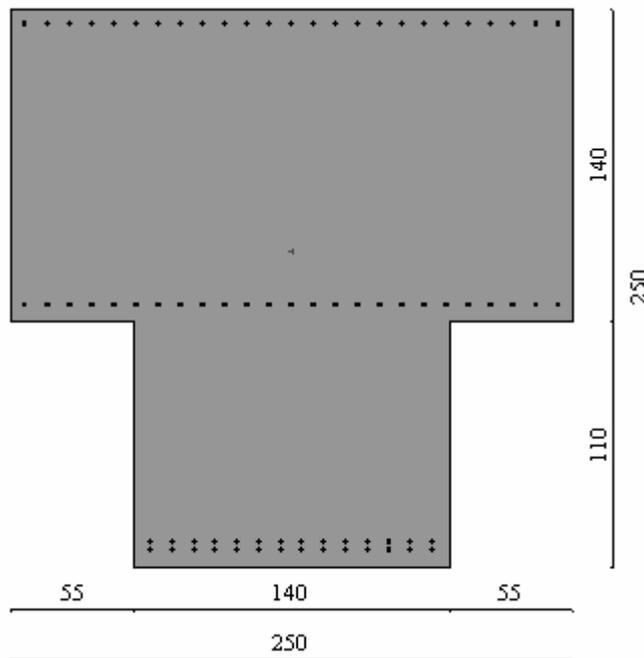
Piedritti

Le massime sollecitazioni per i ritti sono le seguenti:

$$N = 0$$

$$M = 11568 \text{ KN m}$$

$$T = 2858 \text{ KN}$$



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 = 78	
Af [cmq] = 414,12(0,82%)	

Sollecitazioni			
Sforzo Normale [kN]	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	11568,000	Taglio Ty [kN]	2858,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	11568,000	Momento X [kNm]	0,000
			
<input type="button" value="Accetta"/>		<input type="button" value="Annulla"/> <input type="button" value="Help"/>	

Asse neutro	
Xc =	59,668 cm
Equazione:	0,000 x-250,000 y+12131,721 = 0
Intersezioni	(250,00 ; 190,33) (0,00 ; 190,33)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	6,457 MPa		
Tensione di trazione massima nel ferro	-297,098 MPa		
Tensione di compressione massima nel ferro	85,003 MPa		
Tensione tangenziale asse neutro	0,587 MPa		
Risultanti e punti di applicazione			
Cls compresso	4815,7908 kN	125,00 cm	230,11 cm
Armature compresse	1128,2653 kN	125,00 cm	242,70 cm
Compressione	5944,0560 kN	125,00 cm	232,50 cm
Armature in trazione	5944,0560 kN	125,00 cm	37,89 cm
Trazione	5944,0560 kN	125,00 cm	37,89 cm

Area sezione calcestruzzo reagente	14916,89 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	6211,87 cmq
Area sezione omogeneizzata	21128,76 cmq

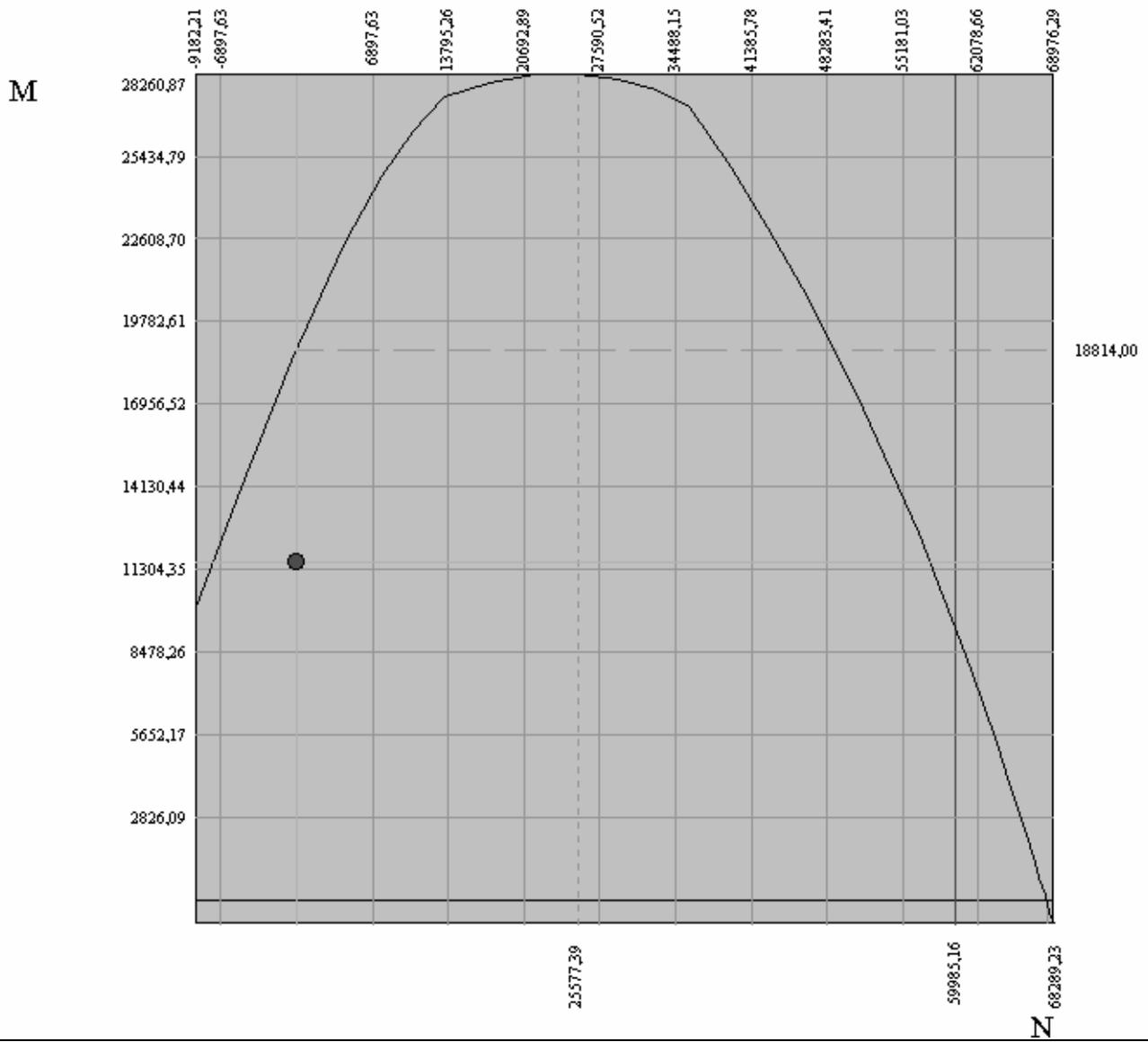
Momenti di inerzia e baricentro geometrico

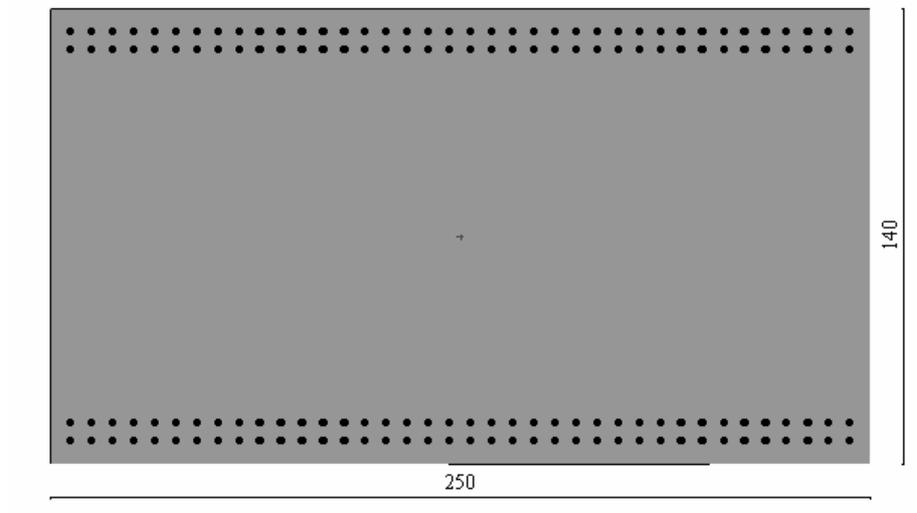
$$X_g = 125,00 \text{ cm} \quad Y_g = 141,81 \text{ cm}$$

Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 77692136,71 \text{ cm}^4$
	$I_{cy} = 96021193,12 \text{ cm}^4$
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 23631721,86 \text{ cm}^4$
	$I_{fy} = 60633937,37 \text{ cm}^4$
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 101323858,58 \text{ cm}^4$
	$I_{ty} = 156655130,48 \text{ cm}^4$

Sollecitazioni ultime	$N = 0,0000 \text{ [kN]}$	$M = 18813,9976 \text{ [kNm]}$
Sollecitazioni esercizio	$N = 0,0000 \text{ [kN]}$	$M = 11568,0000 \text{ [kNm]}$
Coefficiente di sicurezza	1,626	
Momento ultimo max	28260,8735 [kNm] per $N = 25577,3894 \text{ [kN]}$	

Dominio di resistenza



Soletta superiore

Le massime sollecitazioni per la soletta superiore sono le seguenti:

$$M = -11567,5 \text{ KN m}$$

$$N = 2857,5 \text{ KN}$$

$$T = 40 \text{ KN}$$

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 = 152	
Af [cmq] = 687,63(1,96%)	

Sollecitazioni	
Sforzo Normale [kN]	2858,0000 <input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro
Eccentricità Y [cm]	0,00
Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	11568,000
Taglio Ty [kN]	40,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000
Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	11568,000
Momento X [kNm]	0,000
<input type="button" value="Accetta"/> <input type="button" value="Annulla"/> <input type="button" value="Help"/>	

Asse neutro

Xc =	51,261 cm
Equazione:	0,000 x-250,000 y+4684,850 = 0
Intersezioni	(250,00 ; 88,74) (0,00 ; 88,74)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	10,838 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-258,609 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	139,742 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,014 MPa

Risultanti e punti di applicazione

Cls compresso	6944,8420 kN	125,00 cm	122,91 cm
Armature compresse	4510,1297 kN	125,00 cm	130,28 cm
Compressione	11454,9716 kN	125,00 cm	125,81 cm
Armature in trazione	8596,9716 kN	125,00 cm	9,81 cm
Trazione	8596,9716 kN	125,00 cm	9,81 cm

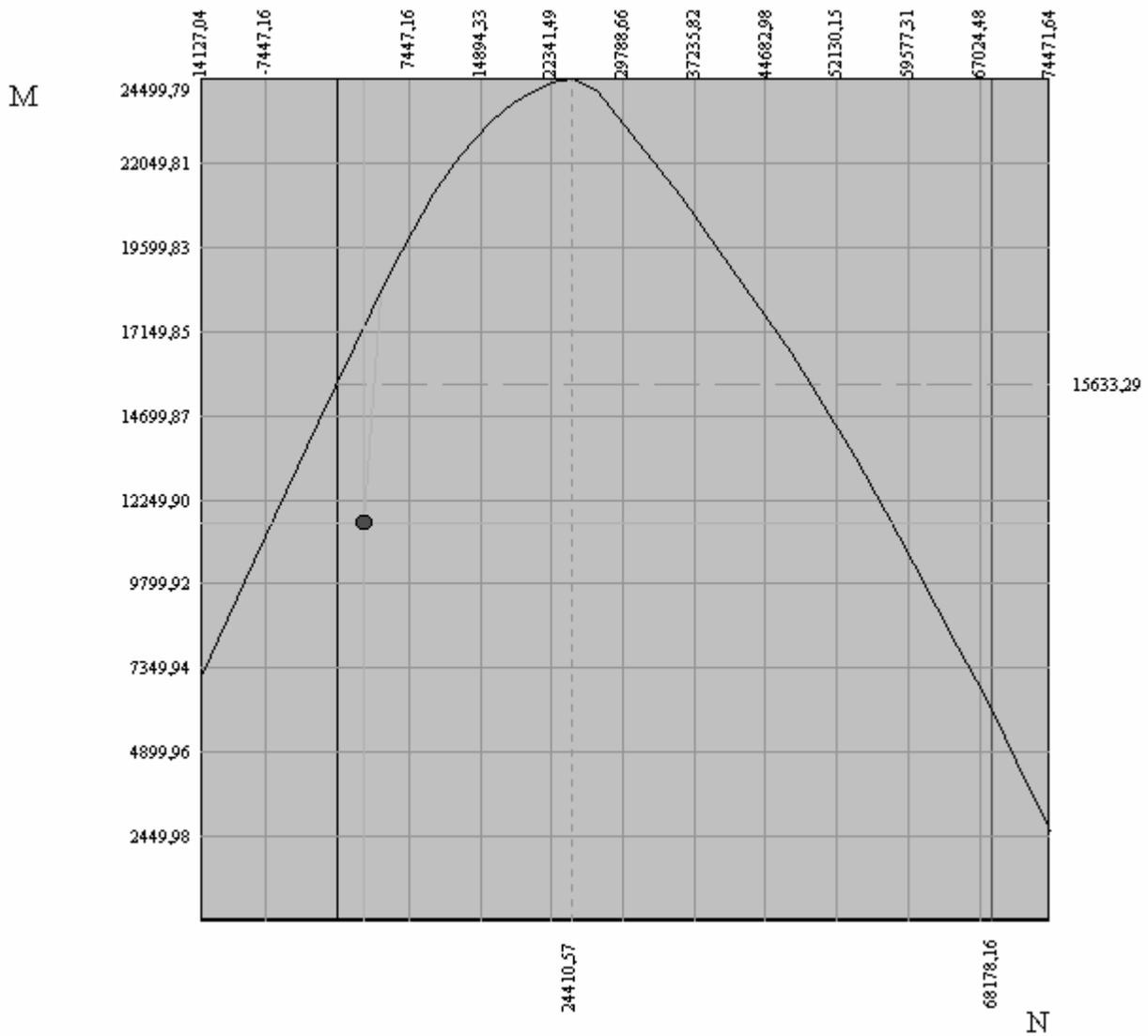
Area sezione calcestruzzo reagente	12815,15 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	10314,48 cmq
Area sezione omogeneizzata	23129,63 cmq

Momenti di inerzia e baricentro geometrico

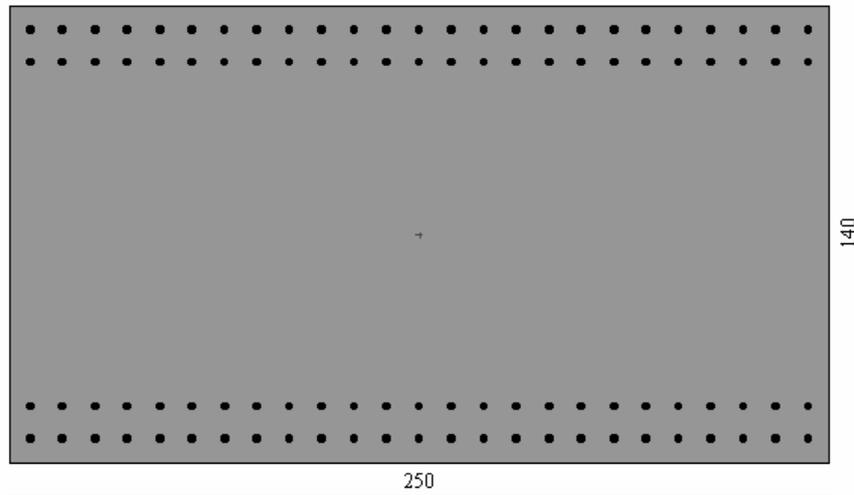
Xg = 125,00 cm	Yg = 70,00 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 66745573,95 cm ⁴ Icy = 28034948,11 cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 51147183,23 cm ⁴ Ify = 37331186,61 cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 117892757,18 cm ⁴ Ity = 65366134,72 cm ⁴

Sollecitazioni ultime	N = 4509,0778 [kN]	M = 18250,8789 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 2858,0000 [kN]	M = 11568,0000 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,578	
Momento ultimo max	24499,7910 [kNm] per N = 24410,5676 [kN]	

Dominio di resistenza



Soletta inferiore



Le massime sollecitazioni per la soletta inferiore si hanno per la combinazione FUlt₃₁ e sono:

$M = 10350,63 \text{ KN m}$

$T = 2464,18 \text{ KN}$

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	<input checked="" type="checkbox"/> Applicato nel baricentro	
Eccentricità Y [cm]	0,00	Eccentricità X [cm]	0,00
Momento My [kNm]	10350,630	Taglio Ty [kN]	2465,0000
Momento Mx [kNm]	0,0000	Taglio Tx [kN]	0,0000
Momento Y [kNm]	10350,630	Momento X [kNm]	0,000
Accetta		Annulla	Help

Asse neutro

Xc =	42,135 cm
Equazione:	$0,000 x - 250,000 y + 6966,313 = 0$
Intersezioni	(250,00 ; 97,87) (0,00 ; 97,87)
Inclinazione	0,00 °

Tensione di compressione massima nel cls	11,145 MPa
Tensione di trazione massima nel ferro	-359,337 MPa
Tensione di compressione massima nel ferro	138,214 MPa
Tensione tangenziale asse neutro	0,859 MPa

Risultanti e punti di applicazione

Cls compresso	5870,0184 kN	125,00 cm	125,96 cm
Armature compresse	3142,4535 kN	125,00 cm	128,54 cm
Compressione	9012,4719 kN	125,00 cm	126,86 cm
Armature in trazione	9012,4719 kN	125,00 cm	12,01 cm
Trazione	9012,4719 kN	125,00 cm	12,01 cm

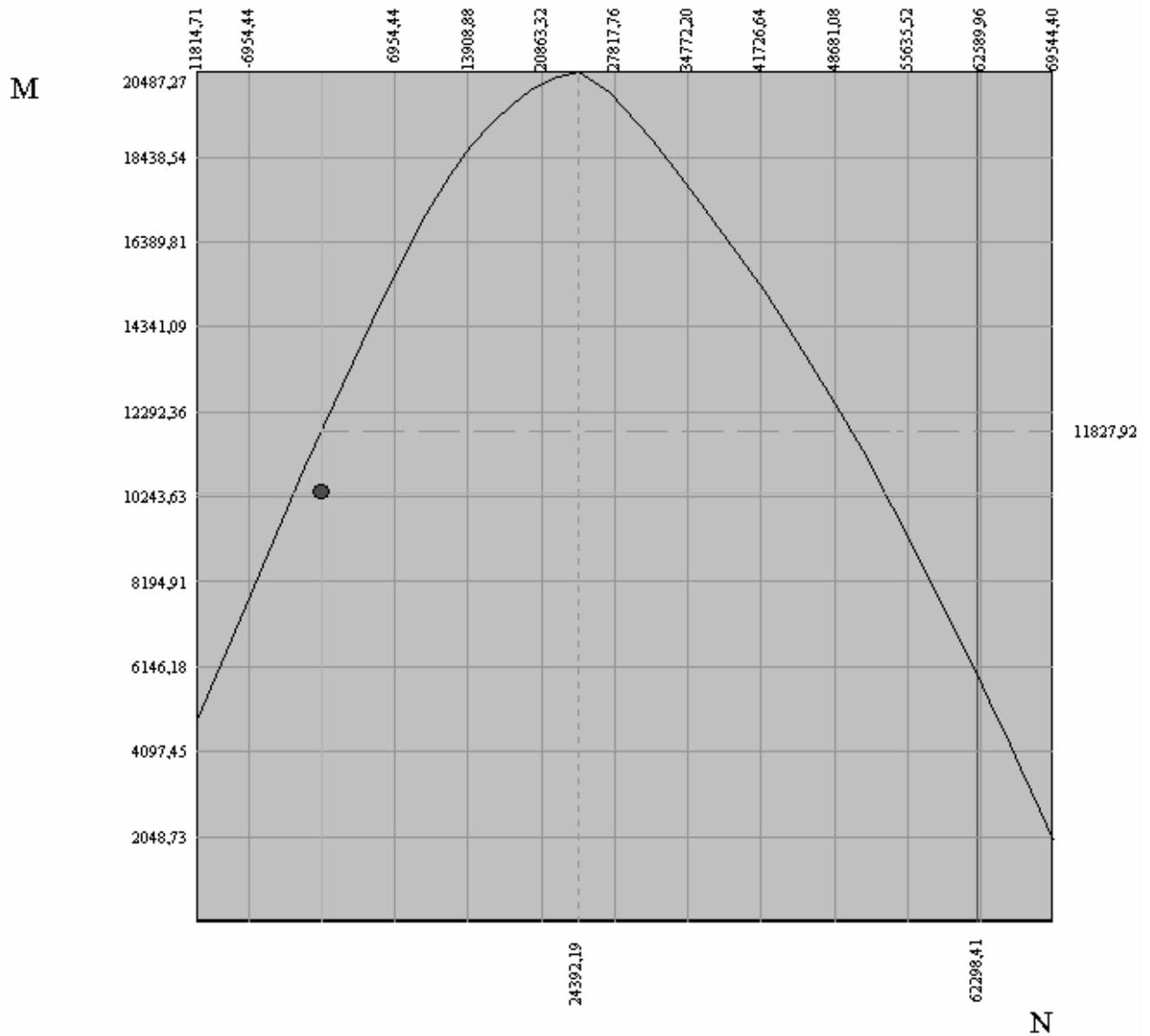
Area sezione calcestruzzo reagente	10533,69 cmq
Area dei ferri omogeneizzata	7963,94 cmq
Area sezione omogeneizzata	18497,62 cmq

Momenti di inerzia e baricentro geometrico

Xg = 125,00 cm	Yg = 70,00 cm
Inerzia sezione cls reagente	Icx = 54862953,00 cm ⁴ Icy = 26780283,69 cm ⁴
Inerzia dei ferri omogeneizzata	Ifx = 40520064,30 cm ⁴ Ify = 26713355,50 cm ⁴
Inerzia sezione omogeneizzata	Itx = 95383017,30 cm ⁴ Ity = 53493639,20 cm ⁴

Sollecitazioni ultime	N = 0,0000 [kN]	M = 11827,9164 [kNm]
Sollecitazioni esercizio	N = 0,0000 [kN]	M = 10350,6300 [kNm]
Coefficiente di sicurezza	1,143	
Momento ultimo max	20487,2679 [kNm] per N = 24392,1861 [kN]	

Dominio di resistenza



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

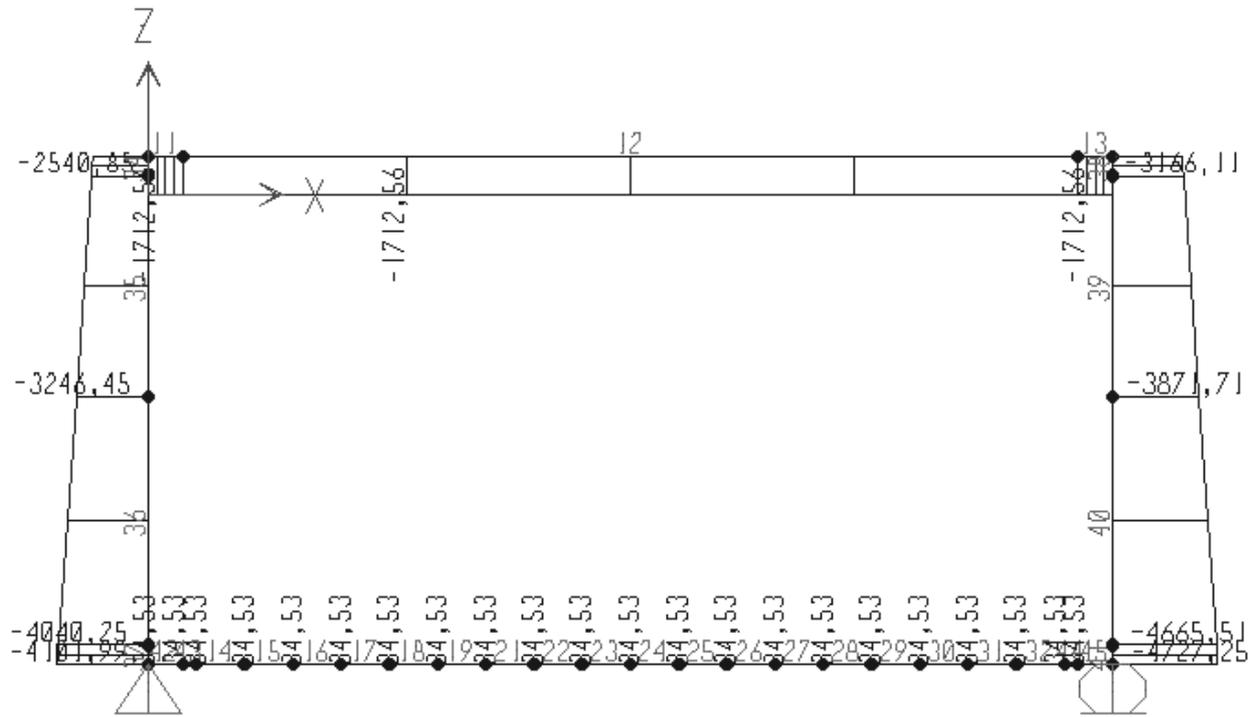


Figura 19-Diagramma N per la combinazione FUlt₃₁

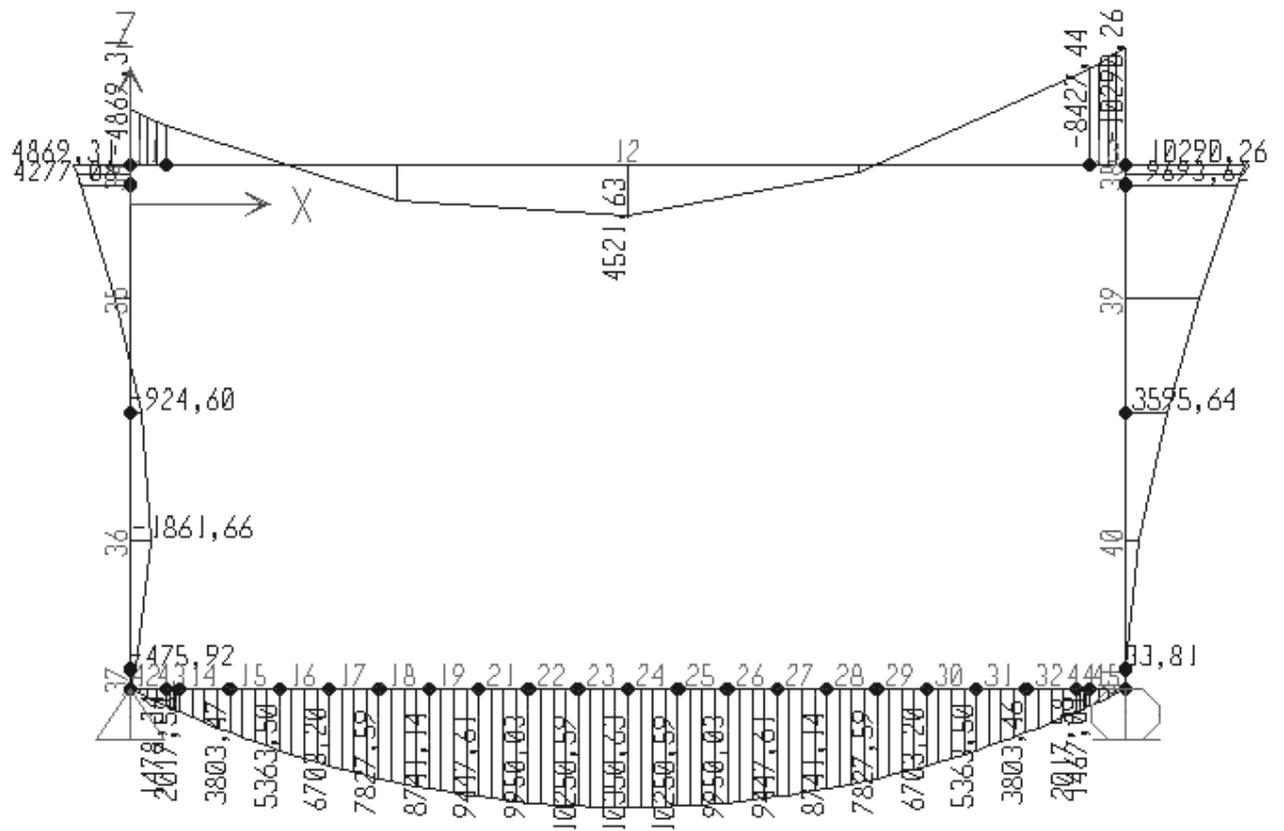


Figura 20-Diagramma M per la combinazione FU1,31

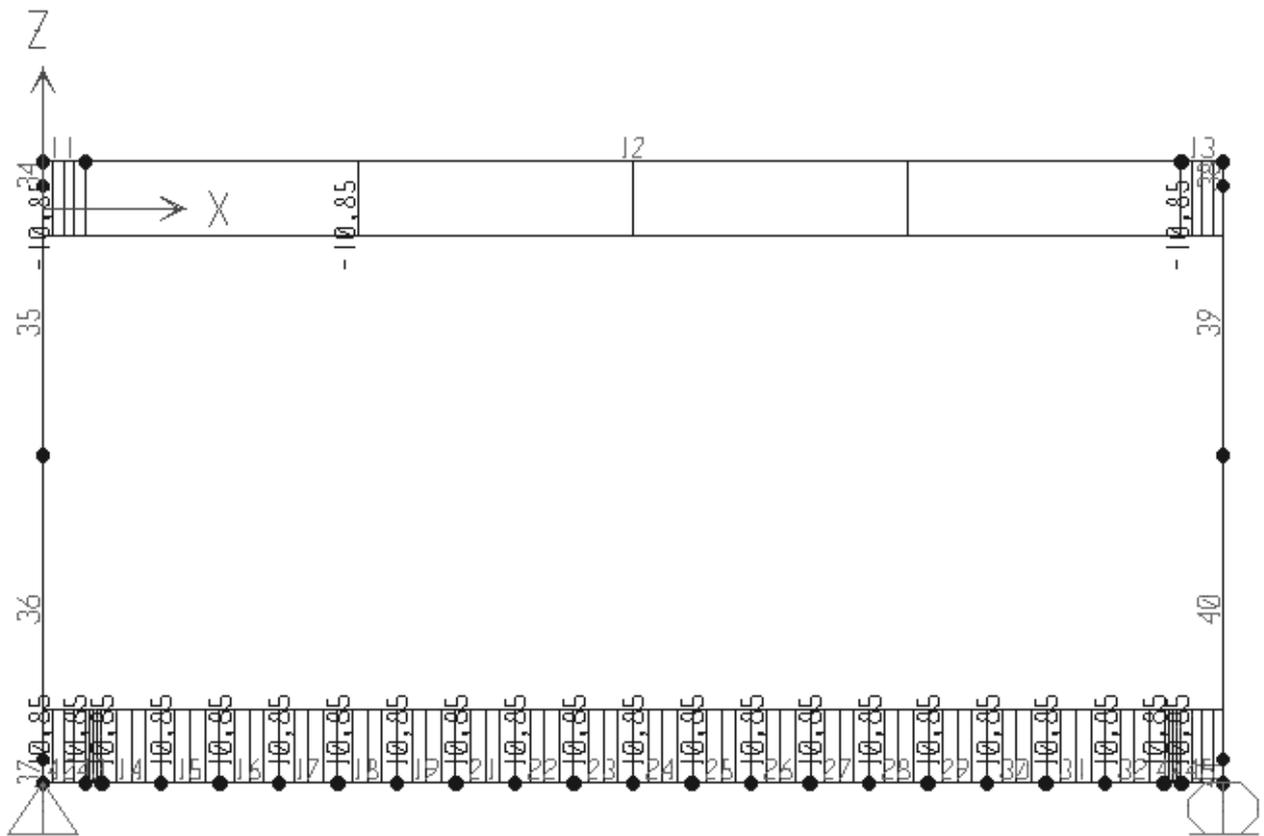


Figura 25-Diagramma N dovuto al carico termico

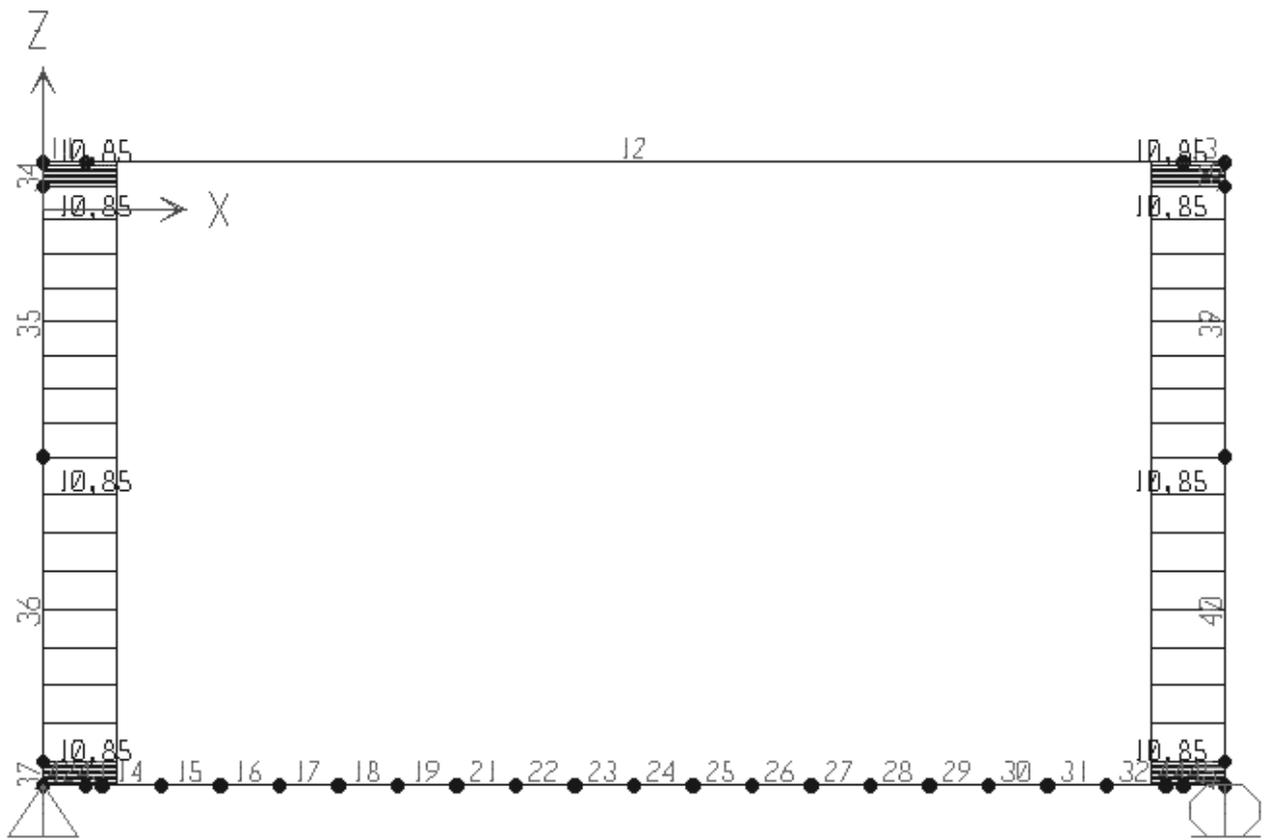


Figura 27-Diagramma T dovuto al carico termico

7 ALLEGATI DI CALCOLO

7.1 Verifica sezione diaframma allo S.L.

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	11568,0000 [kNm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	2858,000 [kN]

Risultati analisi:**Caratteristiche asse neutro sezione :**

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	59,668 [cm]
Equazione asse neutro	$0,000x - 250,000y + 12131,721 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(250,00 ; 190,33) (0,00 ; 190,33)
Inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale	0,000 [°]

Aree caratteristiche :

Area sezione calcestruzzo reagente	14916,89 [cmq]
Area totale dei ferri	414,12 [cmq]
Area dei ferri omogeneizzata	6211,87 [cmq]
Area sezione omogeneizzata	21128,76 [cmq]

Risultanti e punti di applicazione:

Cls compresso	R=4815,7908 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=230,11 [cm]
Ferri compressi	R=1128,2653 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=242,70 [cm]
Compressione totale	R=5944,0560 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=232,50 [cm]
Ferri in trazione	R=5944,0560 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=37,89 [cm]
Trazione totale	5944,0560 [kN]	125,00 [cm]	37,89 [cm]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	6,457 [MPa]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0,587 [MPa]
Tensione di compressione massima nel ferro	85,003 [MPa]

Tensione di trazione massima nel ferro -297,098 [MPa]

Inerzie :

Inerzia sezione cls reagente $I_{cx} = 77692136,7 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{cy} = 96021193,1 \text{ [cm}^4\text{]}$

Inerzia dei ferri omogeneizzata $I_{fx} = 23631721,9 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{fy} = 60633937,4 \text{ [cm}^4\text{]}$

Inerzia sezione omogeneizzata $I_{tx} = 101323858,6 \text{ [cm}^4\text{]}$ $I_{ty} = 156655130,5 \text{ [cm}^4\text{]}$

Tensioni armature

N°	X[cm]	Y[cm]	D[mm]	A[cmq]	Sigma[MPa]	Sforzo[kN]
1	62,30	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
2	71,95	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
3	81,59	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
4	91,24	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
5	100,88	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
6	110,53	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
7	120,18	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
8	129,82	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
9	139,47	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
10	149,12	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
11	158,76	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
12	168,41	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
13	178,05	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
14	187,70	11,30	26,00	5,31	-290,606	-154,2910
15	62,30	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
16	71,95	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
17	81,59	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
18	91,24	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
19	100,88	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
20	110,53	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382

21	120,18	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
22	129,82	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
23	139,47	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
24	149,12	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
25	158,76	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
26	168,41	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
27	178,05	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
28	187,70	7,30	26,00	5,31	-297,098	-157,7382
29	243,70	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
30	233,81	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
31	223,92	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
32	214,02	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
33	204,13	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
34	194,24	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
35	184,35	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
36	174,46	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
37	164,57	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
38	154,67	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
39	144,78	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
40	134,89	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
41	125,00	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
42	115,11	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
43	105,22	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
44	95,32	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
45	85,43	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
46	75,54	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
47	65,65	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
48	55,76	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
49	45,87	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
50	35,97	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
51	26,08	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
52	16,19	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306

53	6,30	242,70	26,00	5,31	85,003	45,1306
54	243,70	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
55	233,81	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
56	223,92	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
57	214,02	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
58	204,13	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
59	194,24	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
60	184,35	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
61	174,46	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
62	164,57	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
63	154,67	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
64	144,78	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
65	134,89	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
66	125,00	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
67	115,11	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
68	105,22	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
69	95,32	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
70	85,43	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
71	75,54	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
72	65,65	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
73	55,76	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
74	45,87	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
75	35,97	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
76	26,08	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
77	16,19	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259
78	6,30	117,20	26,00	5,31	-118,709	-63,0259

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	414,12 [cmq]

N°	N[kN]	M[kNm]	Xc[cm]	ϵ_c	ϵ_f
1	-9182,21	10030,33	12,13	0,0005	-0,0100
2	-5406,73	13776,28	24,27	0,0011	-0,0100
3	-452,27	18431,49	36,41	0,0018	-0,0100
4	4233,32	22394,32	48,54	0,0025	-0,0100
5	7801,54	24767,29	60,67	0,0033	-0,0100
6	10668,67	26296,84	72,81	0,0035	-0,0082
7	13376,45	27448,89	84,95	0,0035	-0,0065
8	17544,32	27968,21	97,08	0,0035	-0,0052
9	21706,27	28215,50	109,22	0,0035	-0,0043
10	25577,39	28260,87	121,35	0,0035	-0,0035
11	29236,99	28084,82	133,49	0,0035	-0,0029
12	32688,58	27691,16	145,62	0,0035	-0,0023
13	35753,03	27121,58	157,75	0,0035	-0,0019
14	39503,83	25070,86	169,89	0,0035	-0,0015
15	42945,36	22975,81	182,02	0,0035	-0,0012
16	46068,35	20923,72	194,16	0,0035	-0,0009
17	48953,32	18876,81	206,29	0,0035	-0,0006
18	51648,10	16809,17	218,43	0,0035	-0,0004
19	54188,65	14700,28	230,56	0,0035	-0,0002
20	56604,16	12533,04	242,70	0,0035	0,0000
21	58875,16	10355,17	254,83	0,0035	0,0002
22	60861,27	8395,32	266,97	0,0035	0,0003
23	62495,51	6744,96	279,10	0,0035	0,0005
24	63721,79	5371,15	291,24	0,0035	0,0006
25	64767,19	4180,74	303,37	0,0035	0,0007
26	65660,21	3146,14	315,51	0,0035	0,0008
27	66430,50	2240,57	327,64	0,0035	0,0009
28	67092,23	1452,74	339,78	0,0035	0,0010
29	67657,06	773,57	351,91	0,0035	0,0011
30	68155,15	165,93	364,05	0,0035	0,0012

31	68600,24	-384,88	376,18	0,0035	0,0012
32	68976,29	-852,49	388,32	0,0035	0,0013

Momento ultimo per N=0	18814,00 [kNm]
Sforzo normale ultimo per M=0	68289,23 [kN]
Sforzo normale limite	59985,16 [kN]
Momento massimo per N=	25577,39 [kN]28260,87 [kNm]

Sollecitazione di esercizio	N= 0,000 [kN] M=11568,000 [kNm]
Sollecitazione limite	Nu= 0,000 [kN]Mu=18813,998 [kNm]

Coefficiente di sicurezza 1,63

7.2 Verifica sezione soletta inferiore allo S.L.

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	10350,6300 [kNm]
----------------------	------------------

Sforzo di Taglio lungo asse Y 2465,000 [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=5870,0184 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=125,96 [cm]
Ferri compressi	R=3142,4535 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=128,54 [cm]
Compressione totale	R=9012,4719 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=126,86 [cm]
Ferri in trazione	R=9012,4719 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=12,01 [cm]
Trazione totale	9012,4719 [kN]	125,00 [cm]	12,01 [cm]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	11,145 [MPa]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0,859 [MPa]

Tensione di compressione massima nel ferro 138,214 [MPa]

Tensione di trazione massima nel ferro -359,337 [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	138,214	73,3819
2	233,81	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
3	223,92	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
4	214,02	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
5	204,13	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
6	194,24	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
7	184,35	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
8	174,46	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
9	164,57	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
10	154,67	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
11	144,78	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
12	134,89	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
13	125,00	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
14	115,11	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
15	105,22	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
16	95,32	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
17	85,43	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
18	75,54	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
19	65,65	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
20	55,76	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
21	45,87	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
22	35,97	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819

23	26,08	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
24	16,19	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
25	6,30	132,70	26,00	5,31	138,214	73,3819
26	6,30	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
27	16,19	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
28	26,08	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
29	35,98	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
30	45,87	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
31	55,76	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
32	65,65	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
33	75,54	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
34	85,43	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
35	95,33	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
36	105,22	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
37	115,11	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
38	125,00	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
39	134,89	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
40	144,78	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
41	154,68	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
42	164,57	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
43	174,46	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
44	184,35	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
45	194,24	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
46	204,13	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
47	214,03	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
48	223,92	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
49	233,81	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
50	243,70	7,30	26,00	5,31	-359,337	-190,7823
51	243,70	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
52	233,81	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
53	223,92	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
54	214,02	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162

55	204,13	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
56	194,24	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
57	184,35	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
58	174,46	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
59	164,57	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
60	154,67	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
61	144,78	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
62	134,89	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
63	125,00	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
64	115,11	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
65	105,22	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
66	95,32	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
67	85,43	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
68	75,54	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
69	65,65	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
70	55,76	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
71	45,87	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
72	35,97	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
73	26,08	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
74	16,19	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
75	6,30	122,70	26,00	5,31	98,537	52,3162
76	6,30	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
77	16,19	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
78	26,08	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
79	35,98	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
80	45,87	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
81	55,76	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
82	65,65	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
83	75,54	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
84	85,43	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
85	95,33	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
86	105,22	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166

87	115,11	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
88	125,00	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
89	134,89	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
90	144,78	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
91	154,68	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
92	164,57	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
93	174,46	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
94	184,35	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
95	194,24	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
96	204,13	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
97	214,03	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
98	223,92	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
99	233,81	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166
100	243,70	17,30	26,00	5,31	-319,660	-169,7166

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=10350,630 [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.

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 [cm⁴]

Inerzia in direzione Y 57166666,67 [cm⁴]

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 :

Sforzo Normale	2858,0000 [kN]
Momento lungo asse Y	11568,0000 [kNm]
Sforzo di Taglio lungo asse Y	40,000 [kN]

Risultati analisi:

Caratteristiche asse neutro sezione :

Distanza asse neutro dal lembo più compresso	51,261 [cm]
Equazione asse neutro	$0,000x - 250,000y + 4684,850 = 0$
Punti di intersezione con perimetro sezione	(250,00 ; 88,74) (0,00 ; 88,74)

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

Aree caratteristiche :

Area sezione calcestruzzo reagente	12815,15 [cmq]
Area totale dei ferri	687,63 [cmq]
Area dei ferri omogeneizzata	10314,48 [cmq]
Area sezione omogeneizzata	23129,63 [cmq]

Risultanti e punti di applicazione:

Cls compresso	R=6944,8420 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=122,91 [cm]
Ferri compressi	R=4510,1297 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=130,28 [cm]
Compressione totale	R=11454,9716 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=125,81 [cm]
Ferri in trazione	R=8596,9716 [kN]	X=125,00 [cm]	Y=9,81 [cm]
Trazione totale	8596,9716 [kN]	125,00 [cm]	9,81 [cm]

Tensioni :

Tensione di compressione massima nel calcestruzzo	10,838 [MPa]
Tensione tangenziale nel calcestruzzo	0,014 [MPa]
Tensione di compressione massima nel ferro	139,742 [MPa]
Tensione di trazione massima nel ferro	-258,609 [MPa]

Inerzie :

Inerzia sezione cls reagente	$I_{cx} = 66745573,9$ [cm ⁴]	$I_{cy} = 28034948,1$ [cm ⁴]
Inerzia dei ferri omogeneizzata	$I_{fx} = 51147183,2$ [cm ⁴]	$I_{fy} = 37331186,6$ [cm ⁴]
Inerzia sezione omogeneizzata	$I_{tx} = 117892757,2$ [cm ⁴]	$I_{ty} = 65366134,7$ [cm ⁴]

Tensioni armature

N°	X[cm]	Y[cm]	D[mm]	A[cmq]	Sigma[MPa]	Sforzo[kN]
1	243,80	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
2	237,38	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
3	230,96	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
4	224,54	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
5	218,11	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
6	211,69	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
7	205,27	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
8	198,85	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
9	192,43	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
10	186,01	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
11	179,58	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
12	173,16	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
13	166,74	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
14	160,32	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
15	153,90	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
16	147,48	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
17	141,05	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
18	134,63	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
19	128,21	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
20	121,79	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
21	115,37	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
22	108,95	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
23	102,52	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
24	96,10	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
25	89,68	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
26	83,26	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
27	76,84	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
28	70,42	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699

29	63,99	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
30	57,57	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
31	51,15	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
32	44,73	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
33	38,31	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
34	31,89	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
35	25,46	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
36	19,04	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
37	12,62	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
38	6,20	127,40	24,00	4,52	122,615	55,4699
39	243,80	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
40	237,38	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
41	230,96	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
42	224,54	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
43	218,11	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
44	211,69	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
45	205,27	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
46	198,85	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
47	192,43	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
48	186,01	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
49	179,58	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
50	173,16	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
51	166,74	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
52	160,32	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
53	153,90	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
54	147,48	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
55	141,05	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
56	134,63	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
57	128,21	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
58	121,79	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
59	115,37	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
60	108,95	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177

61	102,52	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
62	96,10	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
63	89,68	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
64	83,26	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
65	76,84	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
66	70,42	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
67	63,99	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
68	57,57	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
69	51,15	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
70	44,73	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
71	38,31	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
72	31,89	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
73	25,46	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
74	19,04	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
75	12,62	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
76	6,20	132,80	24,00	4,52	139,742	63,2177
77	6,20	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
78	12,62	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
79	19,04	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
80	25,46	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
81	31,89	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
82	38,31	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
83	44,73	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
84	51,15	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
85	57,57	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
86	63,99	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
87	70,42	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
88	76,84	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
89	83,26	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
90	89,68	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
91	96,10	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
92	102,52	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920

93	108,95	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
94	115,37	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
95	121,79	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
96	128,21	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
97	134,63	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
98	141,05	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
99	147,48	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
100	153,90	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
101	160,32	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
102	166,74	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
103	173,16	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
104	179,58	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
105	186,01	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
106	192,43	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
107	198,85	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
108	205,27	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
109	211,69	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
110	218,11	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
111	224,54	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
112	230,96	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
113	237,38	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
114	243,80	7,20	24,00	4,52	-258,609	-116,9920
115	6,20	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
116	12,62	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
117	19,04	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
118	25,46	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
119	31,89	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
120	38,31	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
121	44,73	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
122	51,15	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
123	57,57	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
124	63,99	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441

125	70,42	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
126	76,84	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
127	83,26	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
128	89,68	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
129	96,10	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
130	102,52	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
131	108,95	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
132	115,37	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
133	121,79	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
134	128,21	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
135	134,63	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
136	141,05	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
137	147,48	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
138	153,90	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
139	160,32	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
140	166,74	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
141	173,16	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
142	179,58	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
143	186,01	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
144	192,43	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
145	198,85	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
146	205,27	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
147	211,69	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
148	218,11	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
149	224,54	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
150	230,96	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
151	237,38	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441
152	243,80	12,60	24,00	4,52	-241,483	-109,2441

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	687,63 [cmq]

N°	N[kN]	M[kNm]	Xc[cm]	ϵ_c	ϵ_f
1	-14127,04	7103,06	6,64	0,0005	-0,0100
2	-8623,46	10485,68	13,28	0,0011	-0,0100
3	-1920,38	14518,47	19,92	0,0018	-0,0100
4	5572,46	18868,19	26,56	0,0025	-0,0100
5	10051,35	21165,31	33,20	0,0033	-0,0100
6	12205,28	22026,65	39,84	0,0035	-0,0082
7	14239,50	22719,88	46,48	0,0035	-0,0065
8	16273,71	23300,70	53,12	0,0035	-0,0053
9	18307,93	23769,10	59,76	0,0035	-0,0043
10	20342,14	24125,08	66,40	0,0035	-0,0035
11	22376,35	24368,64	73,04	0,0035	-0,0029
12	24410,57	24499,79	79,68	0,0035	-0,0023
13	26998,08	24200,93	86,32	0,0035	-0,0019
14	31478,38	22641,64	92,96	0,0035	-0,0015
15	35824,82	21044,59	99,60	0,0035	-0,0012
16	39882,23	19508,98	106,24	0,0035	-0,0009
17	43701,62	18004,15	112,88	0,0035	-0,0006
18	47322,66	16506,22	119,52	0,0035	-0,0004
19	50776,67	14996,36	126,16	0,0035	-0,0002
20	54088,69	13459,48	132,80	0,0035	0,0000
21	57279,02	11883,40	139,44	0,0035	0,0002
22	60181,68	10390,23	146,08	0,0035	0,0003
23	62665,30	9091,29	152,72	0,0035	0,0005
24	64801,60	7956,40	159,36	0,0035	0,0006
25	66643,72	6964,13	166,00	0,0035	0,0007
26	68238,80	6093,88	172,64	0,0035	0,0008
27	69628,18	5326,48	179,28	0,0035	0,0009
28	70847,68	4644,62	185,92	0,0035	0,0010
29	71927,73	4033,26	192,56	0,0035	0,0011
30	72881,78	3488,11	199,20	0,0035	0,0012

31	73714,10	3009,87	205,84	0,0035	0,0012
32	74471,64	2569,03	212,48	0,0035	0,0013

Momento ultimo per $N=0$ 15633,29 [kNm]
Sforzo normale limite 68178,16 [kN]
Momento massimo per $N=$ 24410,57 [kN]24499,79 [kNm]

Sollecitazione di esercizio $N=$ 2858,000 [kN] $M=$ 11568,000 [kNm]
Sollecitazione limite $N_u=$ 4509,078 [kN] $M_u=$ 18250,879 [kNm]

Coefficiente di sicurezza 1,58