

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



LINEA CATANIA - SIRACUSA

S.O. Coordinamento di Sistema e PFTE

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

Bypass di Augusta

INTERFERENZE IDRAULICHE – Tombini

Relazione tecnico descrittiva e di predimensionamento

SCALA:

-

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

RS60 00 R 14 RH IN0000 001 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	PINI	Ottobre 2022	A.Ciavarella	Ottobre 2022	P. Carlesimo	Ottobre 2022	G.Ingrosso/Febrero 23 <small>ITALFERR S.p.A. COORDINAMENTO DI SISTEMA DIPARTIMENTO PROGETTAZIONE LINEA CATANIA - SIRACUSA LINEA Bypass di Augusta LINEA N. 205</small>
B	aggiornamento a seguito di verifica 1° livello e tecnica	R. Posati	Gennaio 2023	F. Mingrone	Gennaio 2023	P. Carlesimo	Gennaio 2023	
C	Istruttoria RFI	R. Posati	Febbraio 2023	F. Mingrone	Febbraio 2023	P. Carlesimo	Febbraio 2023	

File: RS60_00_R_14_RH_IN0000_001_C

n. Elab.:

INDICE DELLA RELAZIONE

1.	PREMESSA	2
2.	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
3.	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5.	ANALISI DEI CARICHI	7
5.1.	PESI PROPRI (G1)	7
5.2.	PERMANENTI PORTATI (G2)	7
5.3.	AZIONI TERMICHE (T1 E T2)	7
5.4.	CARICHI VARIABILI VERTICALI TRENI (Q _V)	8
5.4.1.	MODELLI DI CARICO LM71	8
5.4.2.	MODELLO DI CARICO SW	9
5.4.3.	TRENO SCARICO	9
5.5.	CARICHI VARIABILI ORIZZONTALI (Q _H)	10
5.5.1.	AZIONE LATERALE (SERPEGGIO)	10
5.5.2.	AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURE	10
5.6.	EFFETTI DINAMICI	11
6.	COMBINAZIONI DI CARICO	14
7.	METODO DI CALCOLO	16
7.1.	METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE	16
7.1.1.	STATO LIMITE ULTIMO (SLU)	16
7.1.2.	STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)	18
8.	ANALISI E PREDIMENSIONAMENTO TOMBINI A SINGOLA CANNA Φ 100019	
9.	ANALISI E PREDIMENSIONAMENTO TOMBINO SINGOLA CANNA Φ 150034	
10.	VALUTAZIONI GEOTECNICHE	51

1. PREMESSA

Scopo della presente relazione è quello di illustrare il Progetto di Fattibilità Tecnico Economica del Bypass di Augusta, intervento che rientra nel Piano Nazionale di Ripresa e Resilienza (PNRR).

La città di Augusta, sita in provincia di Siracusa, è attualmente attraversata dalla direttrice ferroviaria che collega tra di loro i due capoluoghi di Catania e Siracusa. L'attuale tracciato in corrispondenza dell'attraversamento del territorio comunale augustano è composto da un singolo binario con una serie di curve e controcurve che permettono l'avvicinamento della ferrovia al nucleo storico della città (Figura 1). Il tracciato dell'attuale linea ferroviaria attraversa per 2 tratti l'area protetta delle Saline di Augusta (subito prima e subito dopo il centro abitato) e presenta 3 passaggi a livello che implicano diversi disagi per la circolazione all'interno della città di Augusta in particolare a causa del PL in prossimità dell'attuale Stazione.



Figura 1 Progetti in essere nell'area di Augusta

Il progetto prevede la realizzazione di una variante al tracciato della linea Messina-Siracusa in prossimità della città di Augusta e la realizzazione di una nuova stazione ubicata fuori dal centro abitato, in zona di nuova espansione per perseguire i seguenti obiettivi:

- Riquilificazione urbana;

- Liberazione del centro abitato di Augusta dalla ferrovia ed annessi PL;
- Riduzione dell'impatto della linea sulle aree protette (saline).

La variante di Augusta oggetto della presente relazione consente di raggiungere tutti gli obiettivi prefissati oltre a contribuire alla riduzione dei tempi di percorrenza della tratta dato che il nuovo progetto prevede 2,8 km di tracciato in sostituzione degli oltre 7 km di linea storica. Inoltre, il nuovo tracciato risolve le interferenze con le viabilità esistenti non apportando significative modifiche alle arterie principali presenti sul territorio

Come già anticipato, nel tratto in variante è prevista la realizzazione di una nuova stazione passeggeri caratterizzata da banchine di 250 m. Al fine di assicurare una adeguata connessione al territorio, questa sarà dotata di un parcheggio e collegata al centro abitato dalle viabilità già presenti sul territorio.

In particolare, è mirata al predimensionamento di n° 3 Tombini idraulici scatolari sottobinario.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

I tre tombini hanno le seguenti caratteristiche geometriche:

IN02) km 0+875.00

φ 1000

spessore soletta superiore 25 cm

spessore piedritti 25 cm

spessore soletta inferiore 25 cm

Ricoprimento 3.50 m

IN03) km 2+470.0

φ 1000

spessore soletta superiore 25 cm

spessore piedritti 25 cm

spessore soletta inferiore 25 cm

Ricoprimento 4.20 m

IN04) km 2+575

φ 1500

spessore soletta superiore 30 cm

spessore piedritti 30 cm

spessore soletta inferiore 30 cm

Ricoprimento 6.95 m

3. NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato redatto in conformità alla normativa vigente ed, in particolare, alle seguenti norme:

- ❑ D.M. 17.01.2018: Norme tecniche per le costruzioni;
- ❑ Circolare applicativa 21.01.2019 n.7 C.S.LL. PP: Circolare applicativa alle NTC'18;
- ❑ UNI EN 1992-1-1:2005 - EC 2: progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- ❑ UNI EN 1992-1-2:2006 - EC 2 parte 2: concrete bridges (per quanto applicabile).
- ❑ UNI EN 206:2021 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- ❑ UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206

Alcuni documenti di riferimento utilizzati nella progettazione inoltre sono:

- ❑ Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 E)
- ❑ Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 E – rev 31/12/2020)
- ❑ Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 E – rev 31/12/2020)
- ❑ RFI, doc RFI DTC SI SP IFS 001 E “Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili” datato Dic 2020.
- ❑ RFI, doc RFI DTC SI PS SP IFS 001 E “Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili: PARTE II – Sezione 6 / Opere in Conglomerato Cementizio e in Acciaio” rev 31/12/2020
- ❑ RFI, doc RFI DTC SI PS SP IFS 002 E “Capitolato generale tecnico di Appalto delle opere civili: PARTE II – Sezione 12 / Ponti, Viadotti, Sottovia e Cavalcavia” rev 31/12/2020

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tutte le verifiche riportate nei paragrafi successivi del presente documento tecnico sono state eseguite facendo riferimento ai materiali e alle relative caratteristiche meccaniche di seguito elencate:

Calcestruzzo armato:

- **Calcestruzzo per tombini a struttura scatolare e Circolare: $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$ (C30/37):**

- Classe di resistenza: C30/37
- Classe di esposizione: XA1
- Classe di consistenza: S4
- Diametro massimo dell'aggregato: 30 mm
- Copriferro minimo: 50 mm
- R_{ck} = Resistenza caratteristica cubica a compressione: 37 N/mm^2
- f_{ck} = Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: 30 N/mm^2
- f_{cm} = Resistenza media cilindrica a compressione: 38 N/mm^2
- f_{ctk} = Resistenza caratteristica a trazione: 2.06 N/mm^2
- $\sigma_{c,max1}$ = Resistenza compr. in esercizio (comb. caratt.): 14.4 N/mm^2
- $\sigma_{c,max2}$ = Resistenza compr. in esercizio (comb. quasi perm): 10.8 N/mm^2
- E_{cm} = Modulo di elasticità del calcestruzzo: 33019 N/mm^2

- **Acciaio per cemento armato: tipo B450C.**

- f_{yk} = Tensione caratteristica di snervamento: 450 N/mm^2
- f_{tk} = Tensione caratteristica di rottura: 540 N/mm^2
- f_{yd} = Tensioni allo stato limite ultimo (con $Y_s = 1.15$): 391.3 N/mm^2
- $\sigma_{s,max}$ = Tensioni massima in condizioni di esercizio: 360 N/mm^2
- $(A_{gt})_k$ = Allungamento caratteristico sotto carico massimo: $\geq 7.50\%$
- E_s = Modulo di elasticità dell'acciaio: 210000 N/mm^2
- Massimi e minimi diametri consentiti delle barre: $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 40 \text{ mm}$

5. ANALISI DEI CARICHI

Le azioni da considerare nella progettazione dell'opera in oggetto comprendono:

- Azioni permanenti (pesi propri, sovraccarichi permanenti);
- Azioni variabili ferroviario;
- Variazioni termiche;
- Spinta delle terre.

I carichi applicati sono quelli previsti dalle NTC'18. Ne segue un'analisi sintetica. Si faccia presente che, visto la fase di progettazione (fattibilità tecnico economica), non si sono considerati gli effetti dell'azione sismica e degli urti dei treni in quanto ritenute non dimensionanti. Naturalmente in una fase successiva verranno opportunamente tenuti in conto.

5.1. PESI PROPRI (G1)

I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati tenendo conto del peso proprio del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 .

Per ciascuna tipologia di tombino in base agli spessori si ottengono i pesi al metro quadro per ciascun elemento.

5.2. PERMANENTI PORTATI (G2)

Per il calcolo del permanente portato agenti sulla soletta superiore (soletta armamento e marciapiede) si fa riferimento al paragrafo 2.5.1.3 del Manuale di progettazione delle opere civili Parte II – Sezione 2 Ponti E Strutture (RFI). In particolare si considera il rilevato ferroviario con peso specifico di 20 kN/m^3 e per l'armamento 14.4 kN/m^2 .

5.3. AZIONI TERMICHE (T1 E T2)

In accordo con il paragrafo 2.5.1.6 del Manuale di progettazione delle opere civili Parte II – Sezione 2 Ponti E Strutture (RFI) si definiscono due tipologie di azioni termiche: uniforme pari a

15°C; variabile linearmente con gradiente pari a 5° C. Entrambi vengono applicate agli elementi effettivamente esposti all'ambiente esterno quali soletta superiore e piedritti.

5.4. CARICHI VARIABILI VERTICALI TRENI (Q_v)

I carichi variabili dei treni simulano il passaggio dei treni sulla struttura ed i loro effetti dinamici. Si fa riferimento al paragrafo 2.5.1.4.1 Azioni variabili verticali che segue fedelmente le indicazioni contenute nelle NTC'18. Vengono definite dei modelli di carico "teorici": LM71, SW/0, SW/2 e TS. LM71 simula i treni da traffico normale, SW quelli pesanti mentre TS il treno scarico. Questi modelli di carico sono composti da carichi uniformemente distribuiti, di varia estensione; fra essi, il solo modello LM71 prevede, simultaneamente, la presenza di 4 carichi concentrati "assi". I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente α che deve assumersi come da tabella seguente:

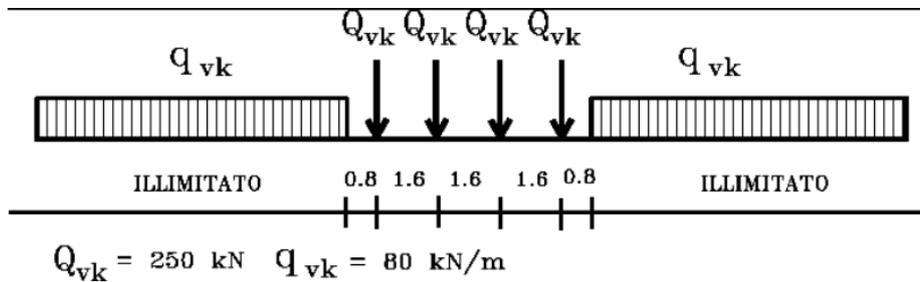
Modello di carico	Coefficiente α
LM71	1.10
SW/0	1.10
SW/2	1.00

5.4.1. MODELLI DI CARICO LM71

Per la descrizione di questo modello teorico si riporta direttamente un estratto dalle NTC'18 paragrafo 5.2.2.2.1.1.

Questo modello di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella figura e risulta costituito da:

- *Quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1.60 m;*
- *Carico distribuito di 80 kN in entrambe le direzioni, a partire da 0.8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata.*



5.4.2. MODELLO DI CARICO SW

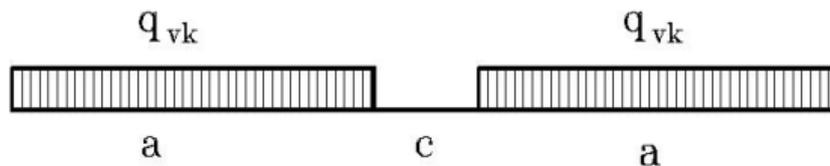
Il modello di carico SW è illustrato in figura; per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 e SW/2.

Il modello di carico SW/0 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale per travi continue (esso andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Il modello di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.I.

Il valore del coefficiente di adattamento "α" da adottarsi nella progettazione delle ferrovie ordinarie è pari, rispettivamente, a 1,1 per il modello di carico SW/0 ed a 1,0 per il modello di carico SW/2."



Tipo di carico	qvk [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

5.4.3. TRENO SCARICO

Per alcune particolari verifiche è previsto un ulteriore particolare modello di carico denominato "Treno scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10,0 kN/m.

5.5. CARICHI VARIABILI ORIZZONTALI (Q_H)

La normativa impone di tener conto di alcune azioni orizzontali che potrebbero suscitare l'opera strutturale che ospita l'armamento ferroviario. Si faccia presente che nella seguente relazione, data la fase progettuale in atto, queste azioni sono state trascurate. Naturalmente verranno opportunamente considerate in una fase successiva.

5.5.1. AZIONE LATERALE (SERPEGGIO)

Dato il possibile movimento serpeggiante dei convogli ferroviari, la normativa impone di tener conto di quest'azione diretta longitudinalmente e applicata alla sommità della rotaia più alta (indicazioni in merito sono contenute nelle §NTC18 paragrafo 5.2.2.3.2 Azione laterale (serpeggio)). Il valore caratteristico è assunto pari a 100 kN convenzionalmente e questo valore dev'essere moltiplicato per il coefficiente α definito precedentemente nel paragrafo 4.4 ma non per il coefficiente dinamico Φ definito più avanti.

5.5.2. AZIONI DI AVVIAMENTO E FRENATURE

Le NTC18 al paragrafo 5.2.2.3.3 precisano la necessità di considerare le forze longitudinali di avviamento e frenatura dei convogli ferroviari agenti sulla sommità del binario. *Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza del binario L.* I valori caratteristici da considerare sono:

avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$ per modelli di carico LM 71, SW/0
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]$ per modelli di carico SW/2

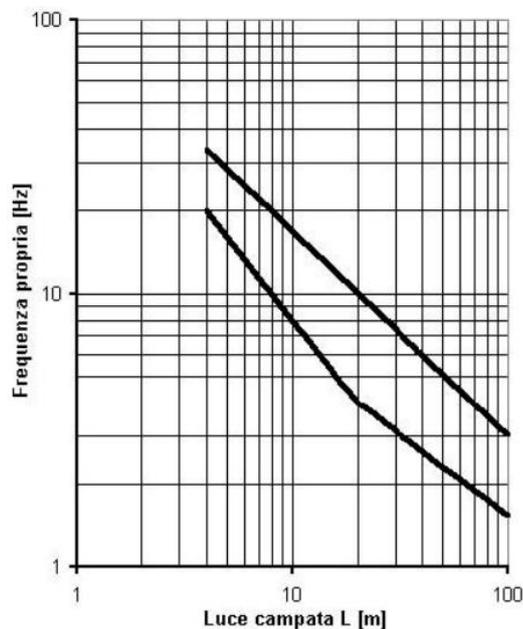
Nel caso di doppi binari la normativa impone degli scenari di carico da simulare e le verifiche naturalmente dovranno tener conto della situazione più gravosa:

- i. Un primo binario con la massima forza di frenatura;
- ii. Un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- iii. Un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- iv. Altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

5.6. EFFETTI DINAMICI

I valori di riferimento dei treni di carico indicati nel precedente paragrafo 4.4 sono determinati sulle strutture del ponte seguendo un regime di carico statico. Nella progettazione ferroviaria è necessario tener conto della natura dinamica reale dei convogli che vi transitano. Per tener conto di questo la normativa introduce un coefficiente denominato Φ coefficiente dinamico. Bisogna distinguere due situazioni a seconda della velocità dei convogli che vi possono transitare:

- Velocità di percorrenza minore di 200 km/h e con frequenza propria della struttura ricadente nel fuso indicato nella figura in basso, allora è possibile adottare direttamente i coefficienti dinamici Φ definiti nel presente paragrafo;
- Se invece i convogli che interessano il manufatto strutturale hanno velocità maggiori è necessario effettuare un'analisi dinamica approfondita anche con l'interazione binario – struttura e adottare i necessari coefficienti dinamici a valle di tale analisi.



La normativa suggerisce delle formulazioni semplificate per il calcolo della frequenza propria della struttura secondo la seguente relazione e ipotizzando una trave semplicemente appoggiata:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \text{ [Hz]}$$

Dove:

δ_0 freccia, espressa in mm, valutata in mezzeria e dovuta alle azioni permanenti;

Per calcolare la freccia bisogna utilizzare il modulo elastico secante in accordo con la breve durata del passaggio del treno.

Le formule per calcolare i coefficienti dinamici sono i seguenti (si differenzia a seconda dello standard manutentivo della linea):

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

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

Dove:

L_ϕ lunghezza "caratteristica" in metri definita dalla tabella seguente

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO CON BALLAST (LASTRA ORTOTROPA O STRUTTURA EQUIVALENTE)		
1	Piastra con nervature longitudinali e trasversali, o solo longitudinali:	
	1.1 Piastra (in entrambe le direzioni)	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.2 Nervature longitudinali (comprese mensole fino a 0,50 m) ⁰ ;	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.3 Travi trasversali: intermedie e di estremità	2 volte la luce delle travi trasversali
2	Piastre con sole nervature trasversali	
	2.1 Piastra (per entrambe le direzioni)	2 volte l'interasse delle travi trasversali + 3 m
	2.2 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	2.3 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO SENZA BALLAST (PER TENSIONI LOCALI)		
3	3.1 Sostegni per rotaie (longherine) - come elemento di un grigliato - come elemento semplicemente appoggiato	3 volte l'interasse delle travi trasversali distanza fra le travi trasversali + 3 m
	3.2 Sostegni per rotaie a mensola (longherine a mensola) per travi trasversali di estremità	$\Phi_3 = 2,0$, ove non meglio specificato
	3.3 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	3.4 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale

IMPALCATO DI PONTE IN CALCESTRUZZO CON BALLAST (PER IL CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI E TRASVERSALI)		
4	<p>4.1 Solette superiori e <i>traversi</i> di impalcato a sezione scatolare o a graticcio di travi</p> <ul style="list-style-type: none"> - nella direzione trasversale alle travi principali - nella direzione longitudinale <p>- mensole trasversali supportanti carichi ferroviari: se $e > 0,50$ m, essendo e la distanza fra l'asse della rotaia più esterna e il filo esterno dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale, occorre uno studio specifico.</p>	<p>3 volte la luce della soletta</p> <p>3 volte la luce della soletta d'impalcato o, se minore, la lunghezza caratteristica della trave principale</p> <p>3 volte la distanza fra le anime della struttura principale longitudinale</p>
	<p>4.2 Soletta continua su travi trasversali (nella direzione delle travi principali)</p>	2 volte l'interasse delle travi trasversali
	<p>4.3 Solette per ponti a via inferiore:</p> <ul style="list-style-type: none"> - ordite perpendicolarmente alle travi principali - ordite parallelamente alle travi principali 	<p>2 volte la luce della soletta</p> <p>2 volte la luce della soletta o, se minore, la lunghezza caratteristica delle travi principali;</p>
	<p>4.4 Impalcato a travi incorporate tessute ortogonalmente all'asse del binario</p>	2 volte la lunghezza caratteristica in direzione longitudinale
	<p>4.5 Mensole longitudinali supportanti carichi ferroviari (per le azioni in direzione longitudinale)</p>	se $e \leq 0,5$: $m \Phi_2 = 1,67$; per $e > 0,5$ m v.(4.1)

TRAVI PRINCIPALI		
5	<p>5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)</p>	luce nella direzione delle travi principali
	<p>5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con:</p> $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = kL_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	<p>5.3 Portali:</p> <ul style="list-style-type: none"> - a luce singola - a luci multiple 	<p>da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso)</p> <p>da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)</p>
	<p>5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m).</p> <p>Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ</p>	$\Phi_2 = 1,20$; $\Phi_3 = 1,35$
	<p>5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.</p>	metà della luce libera
	<p>5.6 Archi e serie di archi con riempimento</p>	due volte la luce libera

	5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione
SUPPORTI STRUTTURALI		
6	6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$	somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	lunghezza degli elementi sostenuti

6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche strutturali sono determinate dalla seguente espressione:

COMBINAZIONI STATICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO:

$$F_d = \gamma_{g1} G_1 + \gamma_{g2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ik}$$

Dove:

- γ_{g1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;
 γ_{g2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q_i .

- Q_{1k} valore caratteristico del sovraccarico variabile di base;
 Q_{ik} valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti;
 Ψ_{0i} coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo;

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

COMBINAZIONI RARE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO:

$$F_d = G_1 + G_2 + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{0i} Q_{ik}$$

COMBINAZIONI FREQUENTI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO:

$$F_d = G_1 + G_2 + \Psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \Psi_{2i} Q_{ik}$$

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO:

$$F_d = G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n \Psi_{2i} Q_{ik}$$

Nelle NTC18 paragrafo 5.2.3.1 è specificato la necessità di considerare simultaneamente la presenza di 2 o più binari considerando sia il traffico normale che quello pesante al fine di simulare le condizioni più gravose per la struttura. In particolare a seconda del numero di binari la normativa definisce differenti casi da considerare come si può evincere dalla seguente tabella

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71" + SW/0)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71" + SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71" + SW/0)	-	1,0 (LM 71" + SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71" + SW/0)	0,75 (LM 71" + SW/0)	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71" + SW/0)	0,75 (LM 71" + SW/0)	1,0 (LM 71" + SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71" + SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Infine sempre la normativa tecnica italiana (NTC18 paragrafo 5.2.3.1.3) obbliga l'utilizzo di gruppi di carico con valori caratteristici per poter combinare il carico verticale dei convogli e i loro effetti orizzontali secondo questa tabella

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

7. METODO DI CALCOLO

7.1. METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

Il calcolo è condotto ai sensi delle Norme tecniche delle Costruzioni (D.M. 14/01/2018) in base alle quale le strutture devono possedere requisiti di sicurezza nei confronti de stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE), attraverso il confronto tra la resistenza ed il confronto delle azioni controllando aspetti di funzionalità e stati tensionali.

7.1.1. STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

Le azioni sulla struttura devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche tenendo conto della probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i=2} \gamma_{Qi} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

con:

G_1 = valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali

G_2 = valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali

P = valore caratteristico della pretensione e precompressione

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ki} = valore caratteristico delle azioni variabili tra loro indipendenti

ψ_{0i} = valore raro dei coefficienti di combinazione per le azioni variabili per ponti ferroviari (rif. tabella 5.2.VI delle NTC18)

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ utilizzati per il calcolo (rif. Punto 5.2.3.2.1 NTC18) sono riportati nella tabella 5.2.V delle NTC18 in funzione dell'effetto favorevole o sfavorevole e delle verifiche considerate.

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

Le verifiche di sicurezza sono condotte considerando per le condizioni SLU (GEO e STR) la seguente combinazione di coefficienti, relativa all'Approccio progettuale 2: Combinazione (A1+M1+R3) per tutte le verifiche (secondo i coefficienti da Tabelle 6.2.I - 6.2.II- 6.4.II- 6.4.VI delle NTC18).

Nelle verifiche effettuate seguendo l'approccio 2, le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (in questa fase si effettua soltanto la verifica del carico limite della fondazione), l'analisi è condotta con la Combinazione (A1+M1+R3), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

7.1.2. STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)

Gli stati limite d'esercizio da esaminare relativi alle strutture in oggetto sono:

- Verifica di fessurazione (per assicurare funzionalità e durata delle strutture);
- Verifica delle tensioni d'esercizio;
- Verifica cedimenti delle fondazioni (compatibili con i requisiti prestazionali dell'opera).

Le combinazioni da considerare sono tre:

Combinazione rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2} (\Psi_{0i} Q_{ki})$

Combinazione quasi permanente: $G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1} (\Psi_{2i} Q_{ki})$

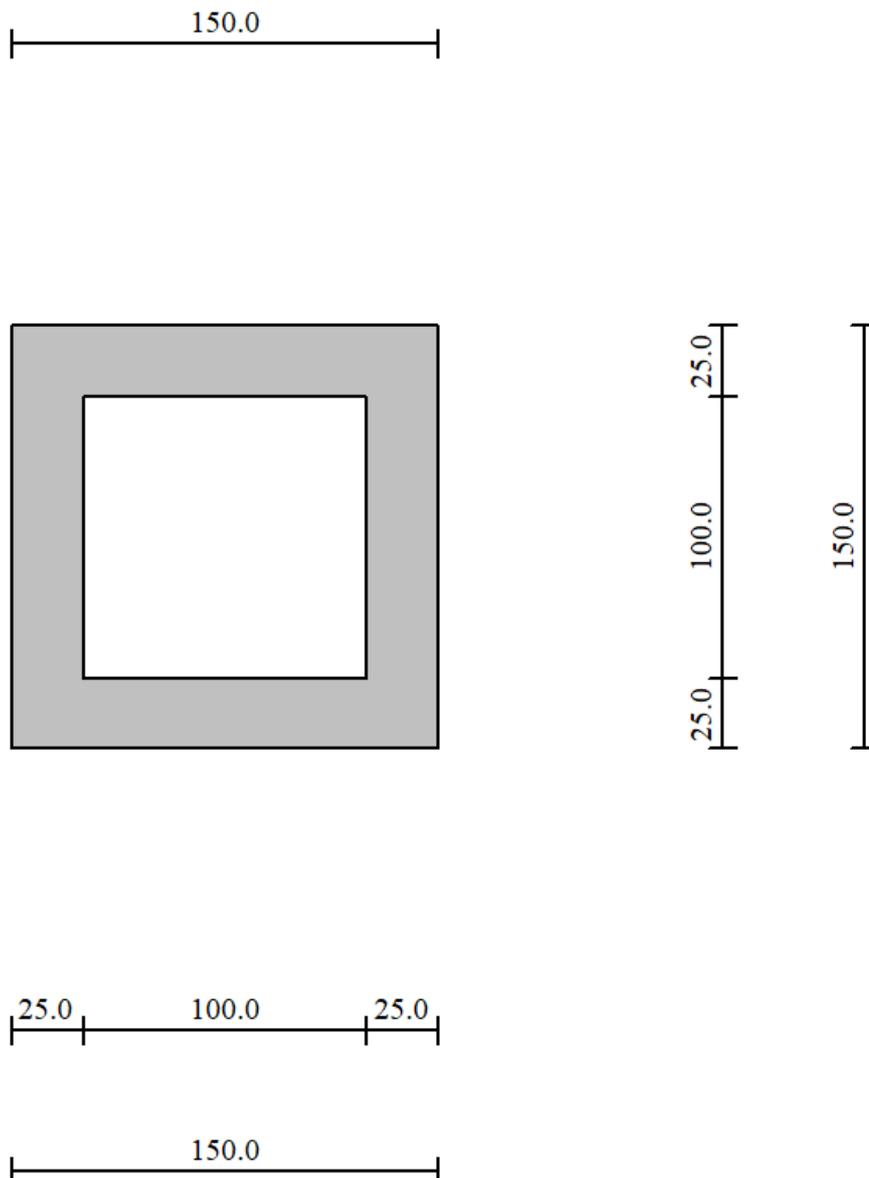
Si farà riferimento alle combinazioni rara e quasi permanente per le verifiche delle tensioni di esercizio, alle combinazioni rara per le verifiche degli stati limite di fessurazione. Il valore di w_{lim} da considerare nelle verifiche a fessurazione è pari a 0.2mm.

8. ANALISI E PREDIMENSIONAMENTO TOMBINI A SINGOLA CANNA Φ 1000

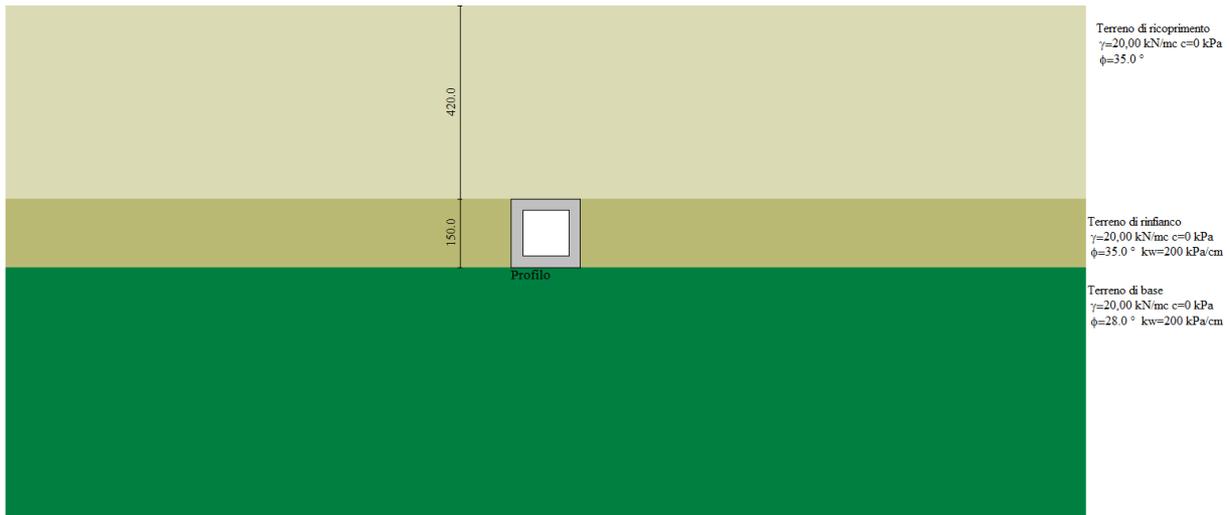
Nella seguente immagine si riporta geometria del tombino, le condizioni al contorno ed i carichi ad esso applicati.

Per tutti i riferimenti relativi ai parametri geologici e geotecnici si rimanda agli elaborati specialistici.

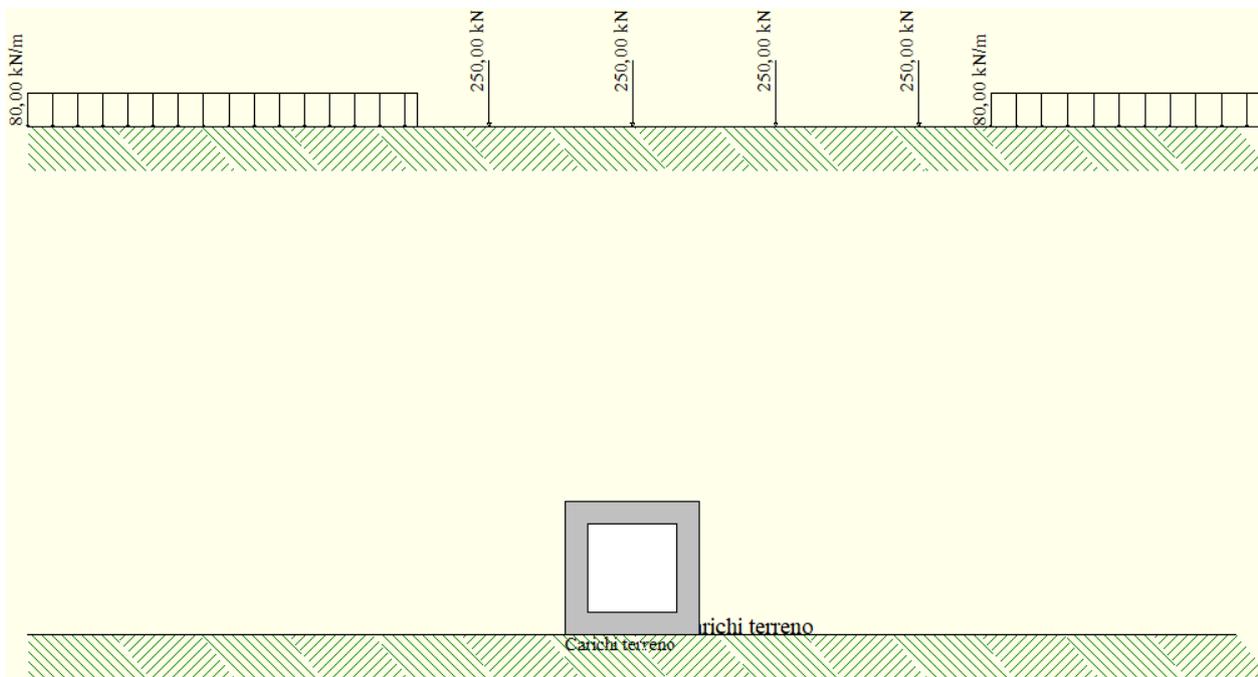
Geometria del Tombino



Condizioni al contorno



Carico Ferroviario applicato sul terreno



Si riportano di seguito i risultati dell'analisi in termini di sollecitazioni

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 35.00°.

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

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 parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

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

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

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

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 di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

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

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

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

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

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

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

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfiacco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	1,50	[m]
Larghezza esterna	1,50	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,25	[m]
Spessore piedritto destro	0,25	[m]
Spessore fondazione	0,25	[m]
Spessore trasverso	0,25	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	4,20	[m]
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23,33	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	200	[kPa/cm]

Strato di base

INTERFERENZE IDRAULICHE - TOMBINI
Relazione tecnico descrittiva e predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS60	00	R14RH	IN0000001	C	24 di 57

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	28,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	28,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	200	[kPa/cm]
Tensione limite	2500	[kPa]

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F_y componente Y del carico concentrato
F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D_e variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D_i variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n° 7 (LM71)

Conc	Terreno	X= 0,75	F _y = 250,00		
Conc	Terreno	X= 2,35	F _y = 250,00		
Conc	Terreno	X= -0,85	F _y = 250,00		
Conc	Terreno	X= 3,95	F _y = 250,00		
Distr	Terreno	X _i = -6,00	X _f = -1,65	V _{ni} = 80,00	V _{nf} = 80,00
Distr	Terreno	X _i = 4,75	X _f = 11,00	V _{ni} = 80,00	V _{nf} = 80,00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra
Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso
X ascisse (espresse in m) positive verso destra
Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto
M momento espresso in kNm
V taglio espresso in kN
SN sforzo normale espresso in kN
ux spostamento direzione X espresso in cm
uy spostamento direzione Y espresso in cm
σ pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

INTERFERENZE IDRAULICHE - TOMBINI
Relazione tecnico descrittiva e predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS60	00	R14RH	IN0000001	C	25 di 57

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Pressione geostatica

a Riposo [combinazione 1]

a Riposo [combinazione 2]

a Riposo [combinazione 3]

a Riposo [combinazione 4]

a Riposo [combinazione 5]

Angolo diffusione sovraccarico

35,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico
1	0,426
2	0,426
3	0,426
4	0,426
5	0,426

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	18
Numero elementi traverso	11
Numero elementi piedritto sinistro	18
Numero elementi piedritto destro	18
Numero molle fondazione	19
Numero molle piedritto sinistro	19
Numero molle piedritto destro	19

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,13	-0,1878	0,0003	0,7083	2,8977
0,46	-0,1886	0,0002	0,7048	2,9224
0,75	-0,1893	0,0000	0,7034	2,9502
1,04	-0,1900	-0,0002	0,7048	2,9901
1,31	-0,1908	-0,0003	0,7083	3,0451

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,13	-0,0445	0,0003	0,7097	2,9040
0,38	-0,0451	0,0002	0,7120	2,9441
0,75	-0,0459	0,0000	0,7141	2,9984
1,01	-0,0465	-0,0001	0,7130	3,0244
1,38	-0,0473	-0,0003	0,7097	3,0517

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,13	-0,1878	0,0003	0,7083	2,8977
0,75	-0,1226	-0,0012	0,7090	2,9009
1,38	-0,0445	0,0003	0,7097	2,9040

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,13	-0,1908	-0,0003	0,7083	3,0451
0,75	-0,1128	0,0012	0,7090	3,0484
1,38	-0,0473	-0,0003	0,7097	3,0517

Inviluppo sollecitazioni nodali

INTERFERENZE IDRAULICHE - TOMBINI
Relazione tecnico descrittiva e predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS60	00	R14RH	IN0000001	C	26 di 57

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,13	-52,03	-12,49	-338,64	-78,76	37,09	166,45
0,46	8,05	36,02	-141,11	-32,91	37,09	166,45
0,75	13,47	58,70	5,02	24,55	37,09	166,45
1,04	8,05	33,86	42,98	192,23	37,09	166,45
1,38	-58,28	-12,49	78,76	353,91	37,09	166,45

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,13	-55,02	-10,94	73,23	346,79	31,71	158,75
0,38	3,70	14,77	43,94	211,50	31,71	158,75
0,75	11,95	56,03	0,00	8,56	31,71	158,75
1,01	8,02	40,08	-131,67	-30,36	31,71	158,75
1,38	-51,47	-10,94	-362,98	-73,23	31,71	158,75

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,13	-52,03	-12,49	37,10	160,45	83,19	356,75
0,75	-3,58	-0,95	-5,44	0,50	78,21	351,77
1,38	-55,02	-10,94	-157,33	-31,71	73,23	346,79

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,13	-58,28	-12,49	-172,55	-37,10	83,19	372,94
0,75	-3,11	-0,92	-4,72	-0,50	78,21	367,96
1,38	-51,47	-10,94	31,71	158,75	73,23	362,98

Si riportano di seguito gli inviluppi delle sollecitazioni:

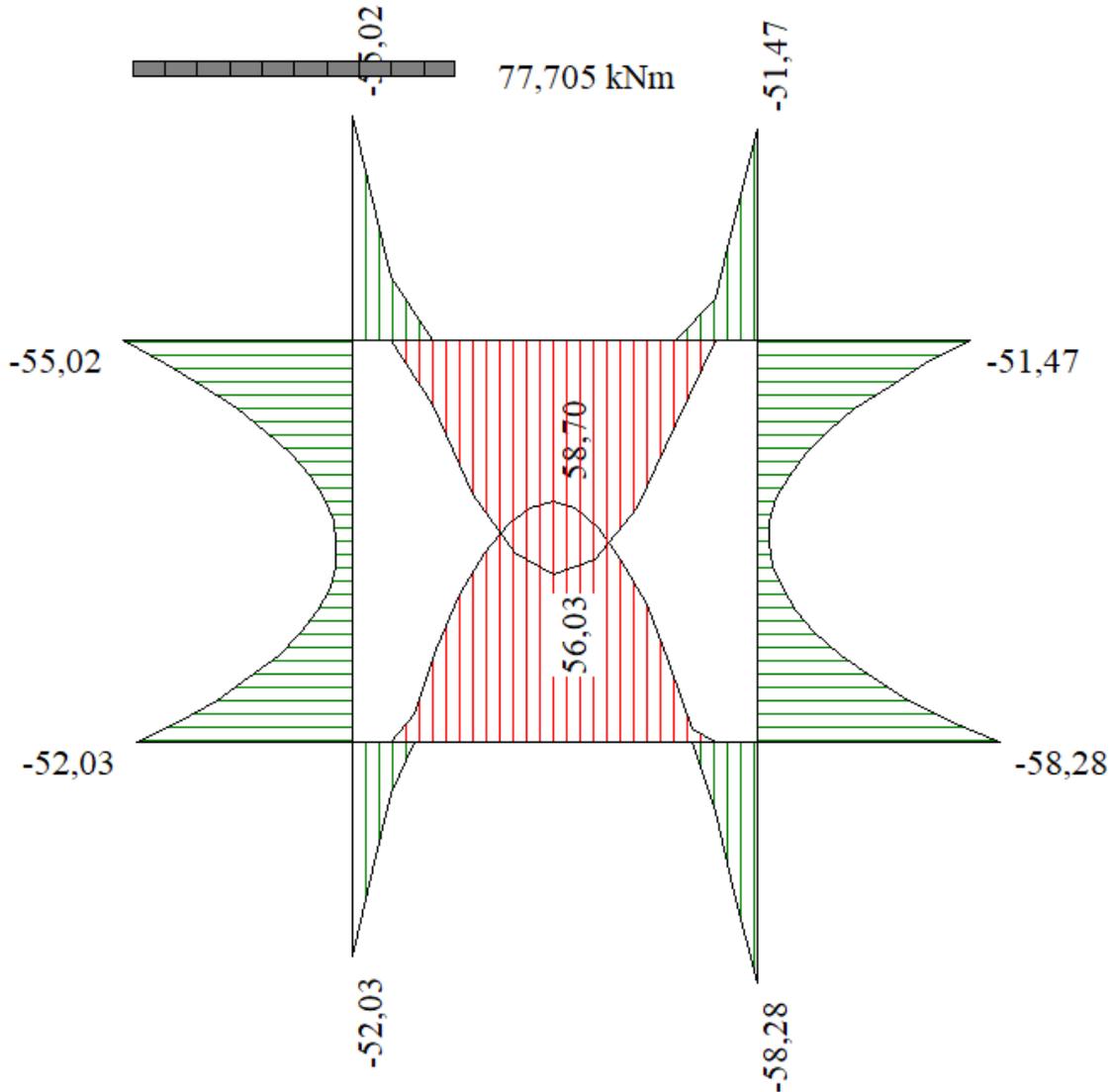


Diagramma di Momento flettente

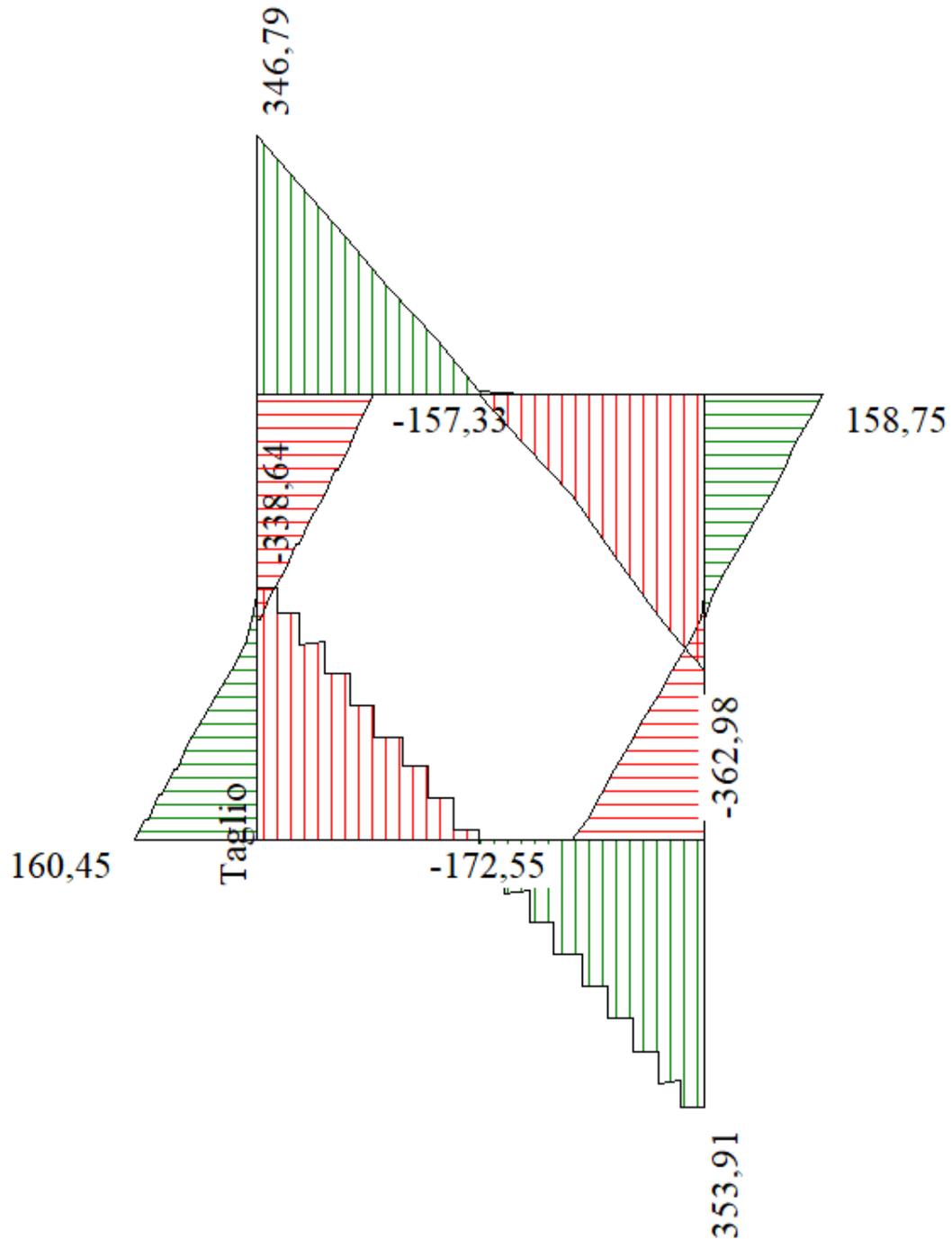


Diagramma di taglio

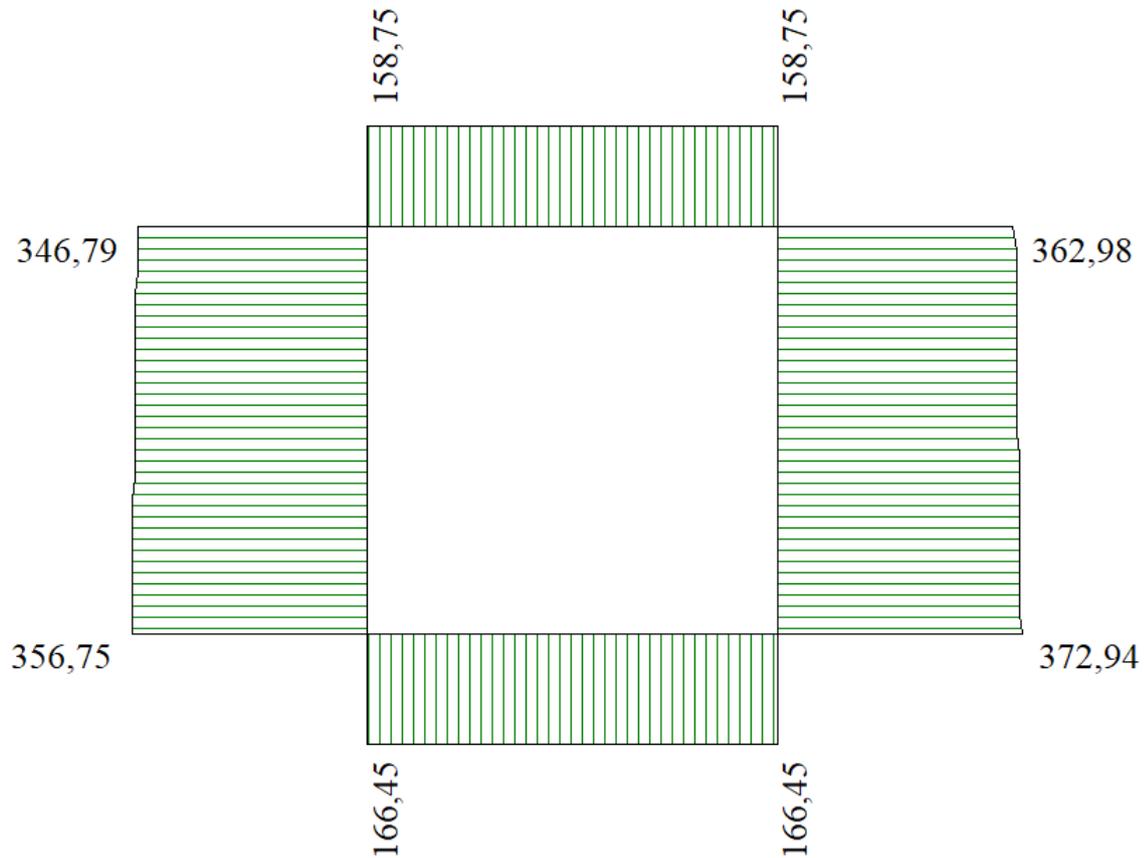


Diagramma di sforzo assiale

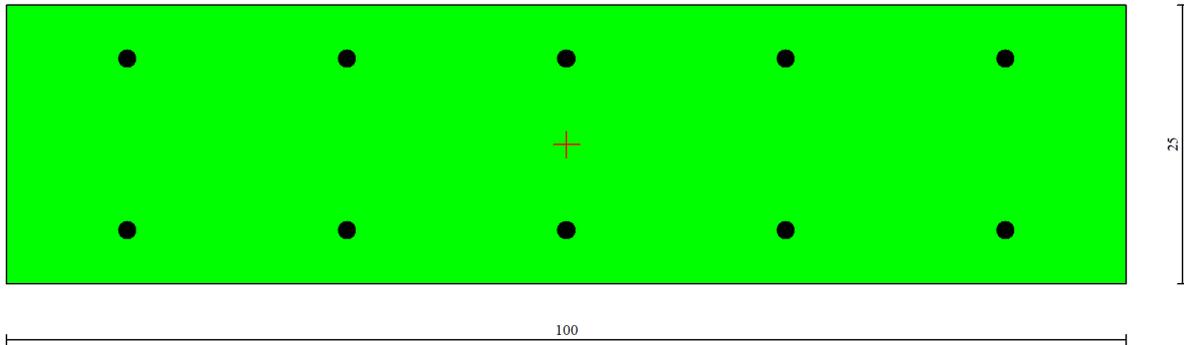
VERIFICA DI RESISTENZA SOLETTA SUPERIORE SLU

Sezione tombino

B=100 cm

H= 25 cm

Mmax =59 kN m/m



Armatura simmetrica costituita da ϕ 18/20 cm

Risultati

Sollecitazioni applicate

N = 0,0000 kN $T_y = 0,0000$ kN $T_x = 0,0000$ kN
 $M_{ytot} = 59,0000$ kNm $M_{xtot} = 0,0000$ kNm $M_t = 0,0000$ kNm

Verifiche eseguite: Verifica di dominio (SLU)

Sollecitazioni ultime Dominio 3D Momento-Curvatura

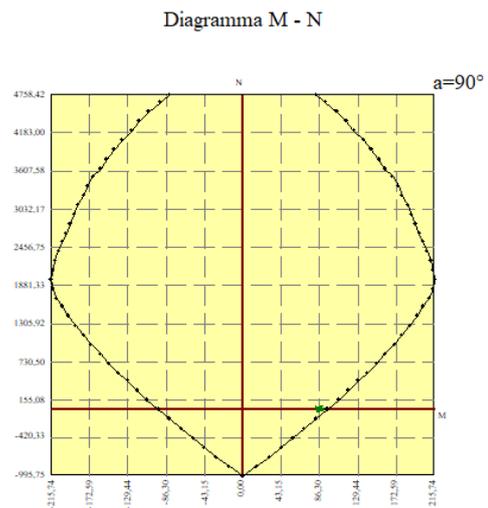
N [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	FS
0,0000	0,0000	95,0413	1,611

N = 0,0000 kN $M_x = 0,0000$ kNm $M_y = 95,0413$ kNm FS = 1,611
 FSmin = 1,611

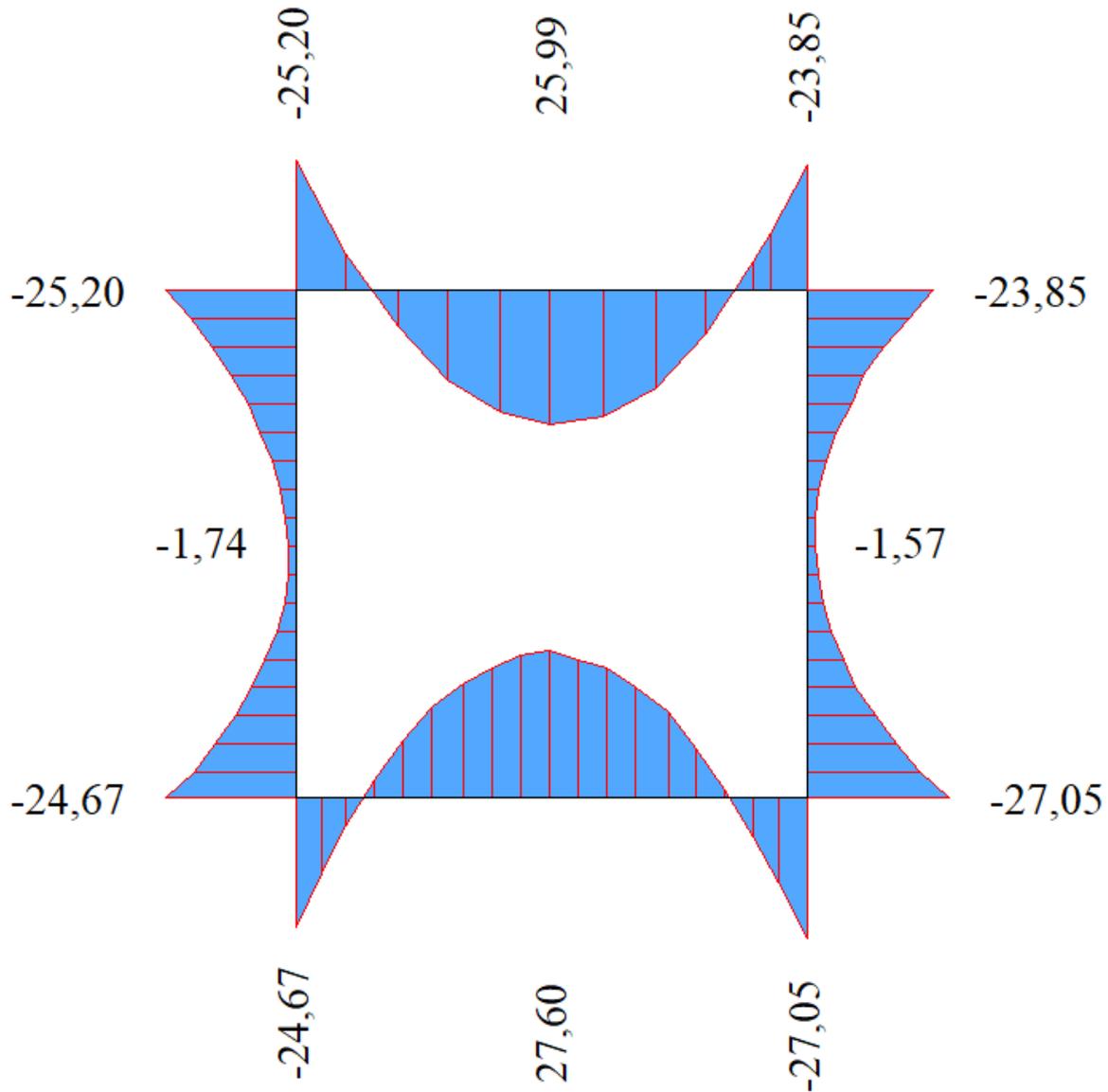
SOELTTA TOMBINOF100

Sezione calcolata Comb. n° 5 Combinazione calcolata

Chiudi Help



VERIFICA A FESSURAZIONE E TENSIONALE SLE



Mmax (SLErara)=28 kNm/m

Sollecitazioni applicate

$N = 0,0000 \text{ kN}$ $T_y = 0,0000 \text{ kN}$ $T_x = 0,0000 \text{ kN}$
 $M_{ytot} = 28,0000 \text{ kNm}$ $M_{xtot} = 0,0000 \text{ kNm}$ $M_t = 0,0000 \text{ kNm}$

Verifiche eseguite: --
 Verifica tensionale (SLE Quasi permanente)

Tensioni Fessurazione

Verifica soddisfatta

Tensioni cls e armatura

$\sigma_{c-max} = 4159 \text{ kPa}$ $\sigma_{f-max} = 16560 \text{ kPa}$
 $\sigma_{c-min} = -11427 \text{ kPa}$ $\sigma_{f-min} = -125584 \text{ kPa}$
 $\tau_{nn} = 0 \text{ kPa}$

Asse neutro

$X_c = 6,671 \text{ cm}$ Inclinazione $0,000^\circ$
 Intersezioni (0,00 ; 18,33) (100,00 ; 18,33)

Sollecitazioni applicate

$N = 0,0000 \text{ kN}$ $T_y = 0,0000 \text{ kN}$ $T_x = 0,0000 \text{ kN}$
 $M_{ytot} = 28,0000 \text{ kNm}$ $M_{xtot} = 0,0000 \text{ kNm}$ $M_t = 0,0000 \text{ kNm}$

Verifiche eseguite: --
 Verifica tensionale (SLE Quasi permanente)

Tensioni Fessurazione

Verifica soddisfatta

Momento prima fessurazione $M_y = 26,6730 \text{ kNm}$
 Tensione acciaio = -119632 kPa
 Tensione di trazione cls = -10886 kPa
 Area efficace a trazione = $916,46 \text{ cm}^2$

$\epsilon_{psm} (\%) = 0,0333$
 $S_{rm} = 171,626 \text{ mm}$
 $w = 0,097 \text{ mm}$ $w_{lim} = 0,200 \text{ mm}$

VERIFICA A TAGLIO SLU

$V_{max} = 354 \text{ kN/m}$

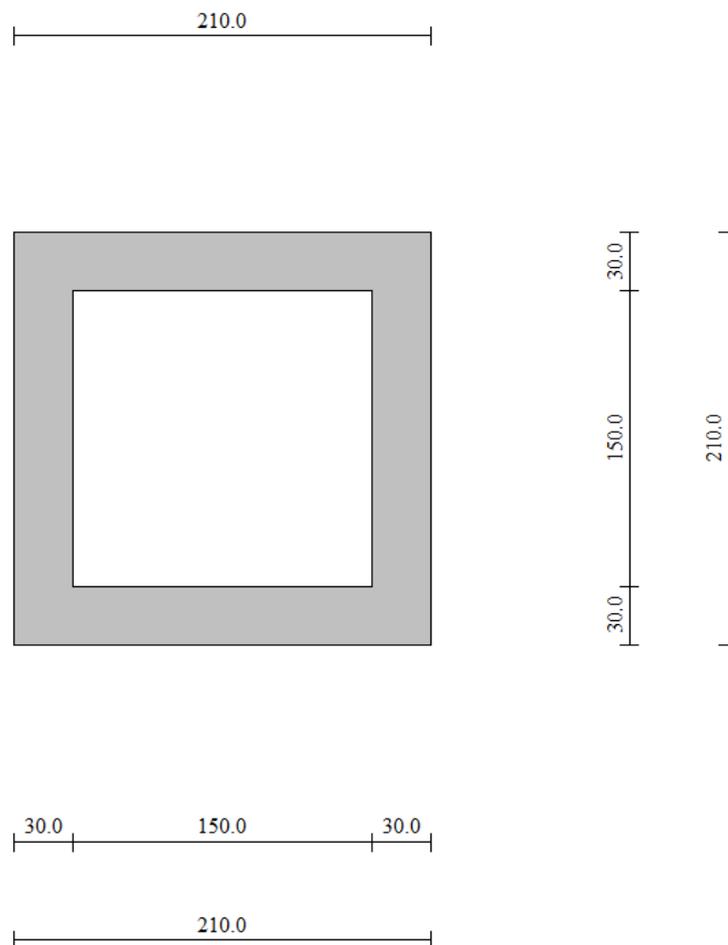
CARATTERISTICHE MATERIALI			
ACCIAIO			
f_y	450	N/mm ²	Resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio
f_{yd}	391,30	N/mm ²	Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
CLS			
R_{ck}	37	N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica
f_{ctd}	1,40	N/mm ²	Resistenza di progetto a trazione del cls
f_{cd}	17,40	N/mm ²	Resistenza di progetto a compressione del cls
f'_{cd}	8,70	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
SOLLECITAZIONI			
V_{Ed}	354	kN	Taglio di calcolo allo stato limite ultimo
DATI SEZIONE RESISTENTE			
b_w	1000	mm	Larghezza della membratura resistente al taglio
H	250	mm	Altezza totale della sezione
c	50	mm	Copritero
d	210	mm	Altezza utile della sezione
DATI ARMATURA			
Staffe	12	mm	Diametro staffe
A_{sw}	113	mm ²	Area delle staffe
n_b	5		Numero delle braccia
s	200	mm	Passo delle staffe
sem 20	0,12		
\emptyset	20		
VERIFICA DELL'ARMATURA A TAGLIO			
α	90	°	Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
θ	22	°	Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse dell'elemento
α_c	1,0		Coefficiente maggiorativo da normativa
V_{Rtd}	488	kN	Resistenza a "taglio trazione"
V_{Rcd}	567	kN	Resistenza a "taglio compressione"
V_{Rd}	488	kN	ok $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

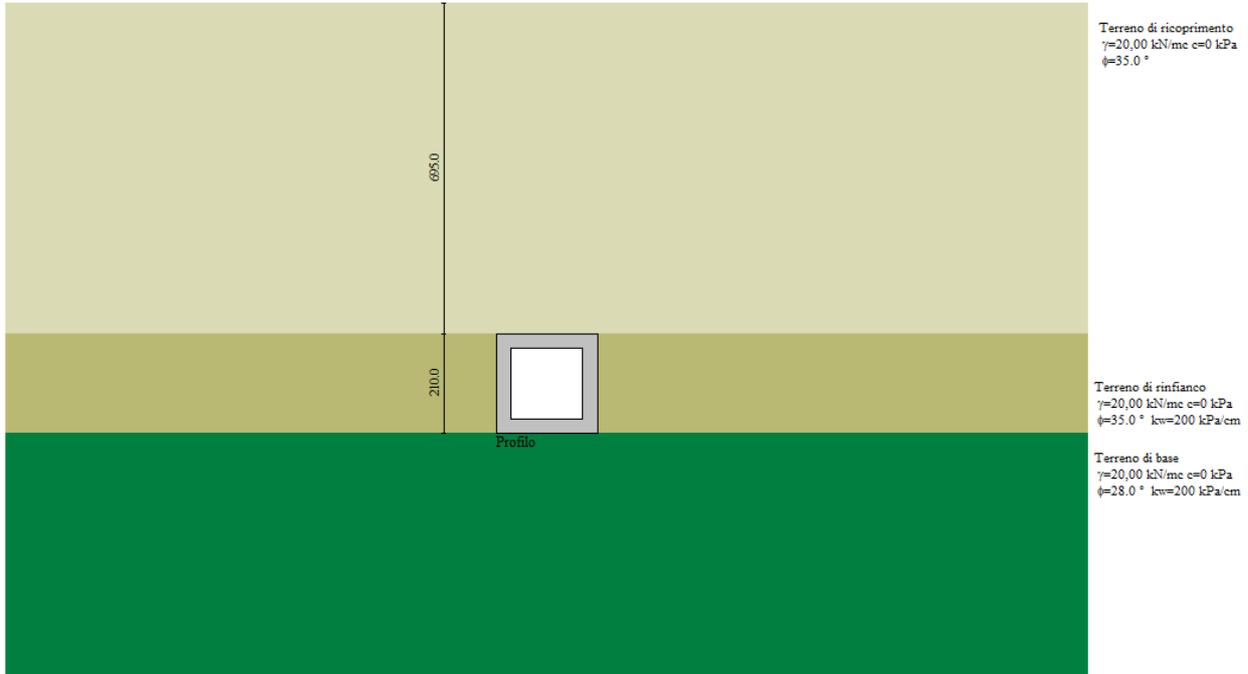
9. ANALISI E PREDIMENSIONAMENTO TOMBINO SINGOLA CANNA Φ 1500

Nella seguente immagine si riporta geometria del tombino, le condizioni al contorno ed i carichi ad esso applicati.

Per tutti i riferimenti relativi ai parametri geologici e geotecnici si rimanda agli elaborati specialistici.

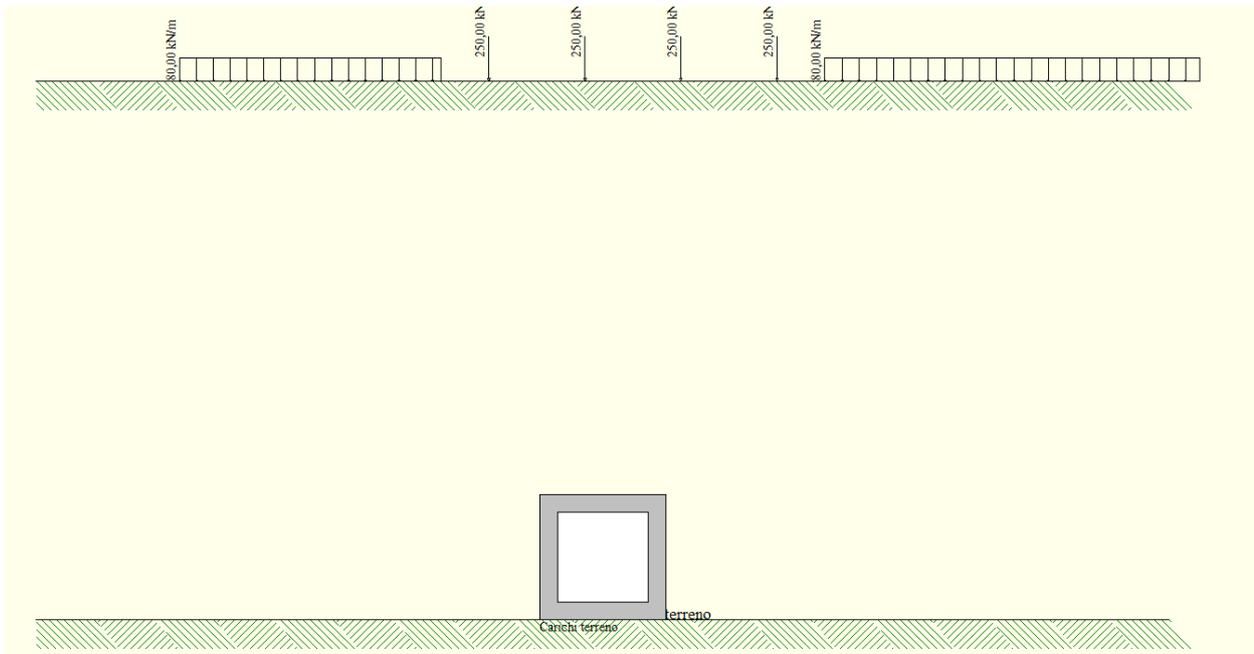
Geometria del Tombino





Condizioni al contorno

Carico Ferroviario applicato sul terreno



Si riportano di seguito i risultati dell'analisi in termini di sollecitazioni

Calcolo del carico sulla calotta

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 35.00°.

Spinta sui piedritti

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

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 parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

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

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

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

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 di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità z vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

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

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

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

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

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

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidezza del singolo elemento, K_e , si assembla la matrice di rigidezza di tutta la struttura K . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali p .

Indicando con u il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti u

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare. Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	2,10	[m]
Larghezza esterna	2,10	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,30	[m]
Spessore piedritto destro	0,30	[m]
Spessore fondazione	0,30	[m]
Spessore traverso	0,30	[m]

Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	6,95	[m]
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]

INTERFERENZE IDRAULICHE - TOMBINI
Relazione tecnico descrittiva e predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS60	00	R14RH	IN0000001	C	39 di 57

Angolo di attrito	35,00	[°]
Coesione	0	[kPa]

Strato di rinfianco

Descrizione	Terreno di rinfianco	
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23,33	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	200	[kPa/cm]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	20,0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20,0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	28,00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	28,00	[°]
Coesione	0	[kPa]
Costante di Winkler	200	[kPa/cm]
Tensione limite	2500	[kPa]

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
Coppie concentrate positive se antiorarie
Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
Carichi concentrati espressi in kN
Coppie concentrate espressi in kNm
Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F_y componente Y del carico concentrato
F_x componente X del carico concentrato
M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale
V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n° 7 (LM71)

Conc	Terreno	X= 0,75	F _y = 250,00		
Conc	Terreno	X= 2,35	F _y = 250,00		
Conc	Terreno	X= -0,85	F _y = 250,00		
Conc	Terreno	X= 3,95	F _y = 250,00		
Distr	Terreno	X _i = -6,00	X _i = -1,65	V _{ni} = 80,00	V _{nf} = 80,00
Distr	Terreno	X _i = 4,75	X _i = 11,00	V _{ni} = 80,00	V _{nf} = 80,00

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X	ascisse (espresse in m) positive verso destra
Y	ordinate (espresse in m) positive verso l'alto
M	momento espresso in kNm
V	taglio espresso in kN
SN	sforzo normale espresso in kN
ux	spostamento direzione X espresso in cm
uy	spostamento direzione Y espresso in cm
σ _t	pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta

Spinta sui piedritti

Angolo diffusione sovraccarico

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico
1	0,426
2	0,426
3	0,426

Pressione geostatica

a Riposo [combinazione 1]

a Riposo [combinazione 2]

a Riposo [combinazione 3]

a Riposo [combinazione 4]

a Riposo [combinazione 5]

35,00 [°]

4	0,426
5	0,426

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	20
Numero elementi trasverso	10
Numero elementi piedritto sinistro	20
Numero elementi piedritto destro	20
Numero molle fondazione	21
Numero molle piedritto sinistro	21
Numero molle piedritto destro	21

Inviluppo spostamenti nodali

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,15	-0,0986	0,0009	1,0123	3,2265
0,58	-0,0998	0,0005	1,0007	3,1831
1,05	-0,1011	0,0000	0,9938	3,1552
1,52	-0,1025	-0,0005	0,9998	3,1694
1,88	-0,1037	-0,0009	1,0106	3,1999

Inviluppo spostamenti trasverso

X [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,15	-0,1258	0,0008	1,0159	3,2384
0,68	-0,1273	0,0003	1,0279	3,2737
1,05	-0,1283	0,0000	1,0315	3,2818
1,43	-0,1294	-0,0003	1,0272	3,2626
1,95	-0,1309	-0,0008	1,0142	3,2118

Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,15	-0,0986	0,0009	1,0123	3,2265
1,05	-0,1315	-0,0048	1,0141	3,2325
1,95	-0,1258	0,0008	1,0159	3,2384

Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u _{Xmin} [cm]	u _{Xmax} [cm]	u _{Ymin} [cm]	u _{Ymax} [cm]
0,15	-0,1037	-0,0009	1,0106	3,1999
1,05	-0,0984	0,0048	1,0124	3,2059
1,95	-0,1309	-0,0008	1,0142	3,2118

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,15	-119,39	-37,41	-539,06	-165,94	77,27	240,97
0,58	19,35	64,65	-261,10	-80,50	77,27	240,97
1,05	40,37	132,40	9,39	30,97	77,27	240,97
1,52	19,28	63,44	99,36	322,80	77,27	240,97
1,95	-121,19	-37,50	165,95	539,67	77,27	240,97

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,15	-116,71	-34,53	160,30	546,05	69,64	234,47
0,68	25,08	86,32	66,79	227,40	69,64	234,47
1,05	37,60	128,92	-0,21	0,00	69,64	234,47
1,43	25,08	86,17	-227,81	-66,79	69,64	234,47
1,95	-117,08	-34,52	-546,46	-160,29	69,64	234,47

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,15	-119,39	-37,41	77,07	237,13	173,53	563,26
1,05	-12,35	-2,72	-0,80	0,59	166,92	554,65
1,95	-116,71	-34,53	-229,57	-69,36	160,30	546,05

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,15	-121,19	-37,50	-245,02	-77,54	173,53	563,67
1,05	-11,25	-2,72	-0,78	-0,50	166,91	555,07
1,95	-117,08	-34,52	69,64	234,47	160,29	546,46

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni:

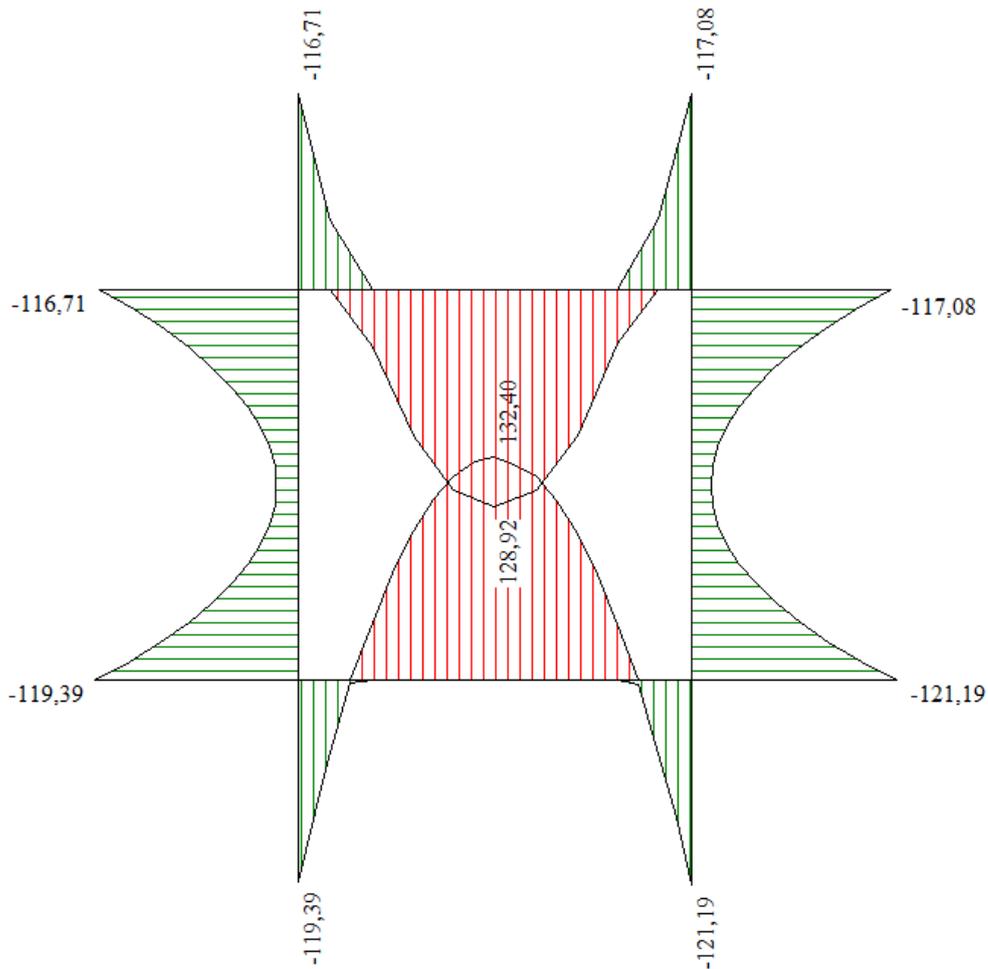


Diagramma di Momento flettente

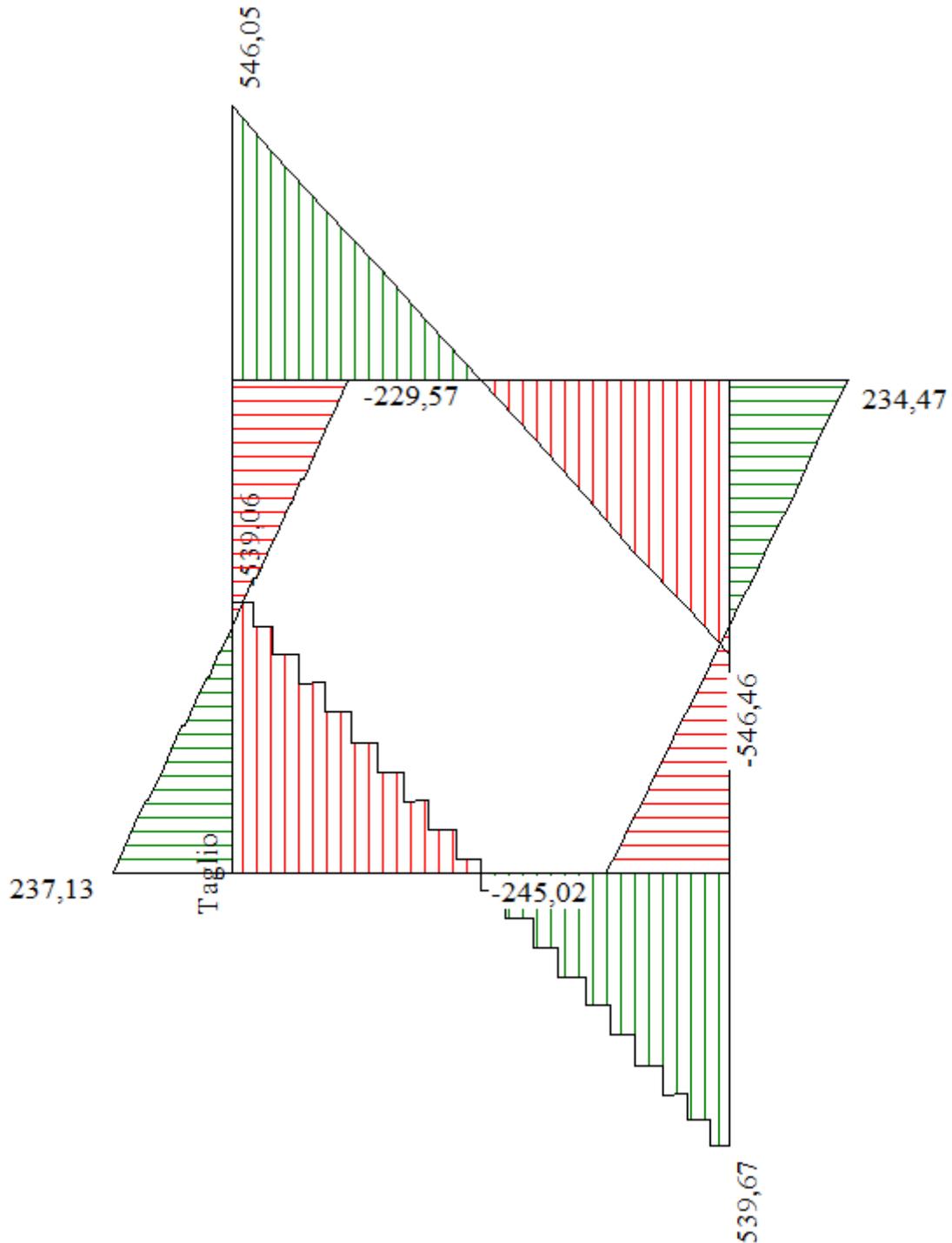


Diagramma di taglio

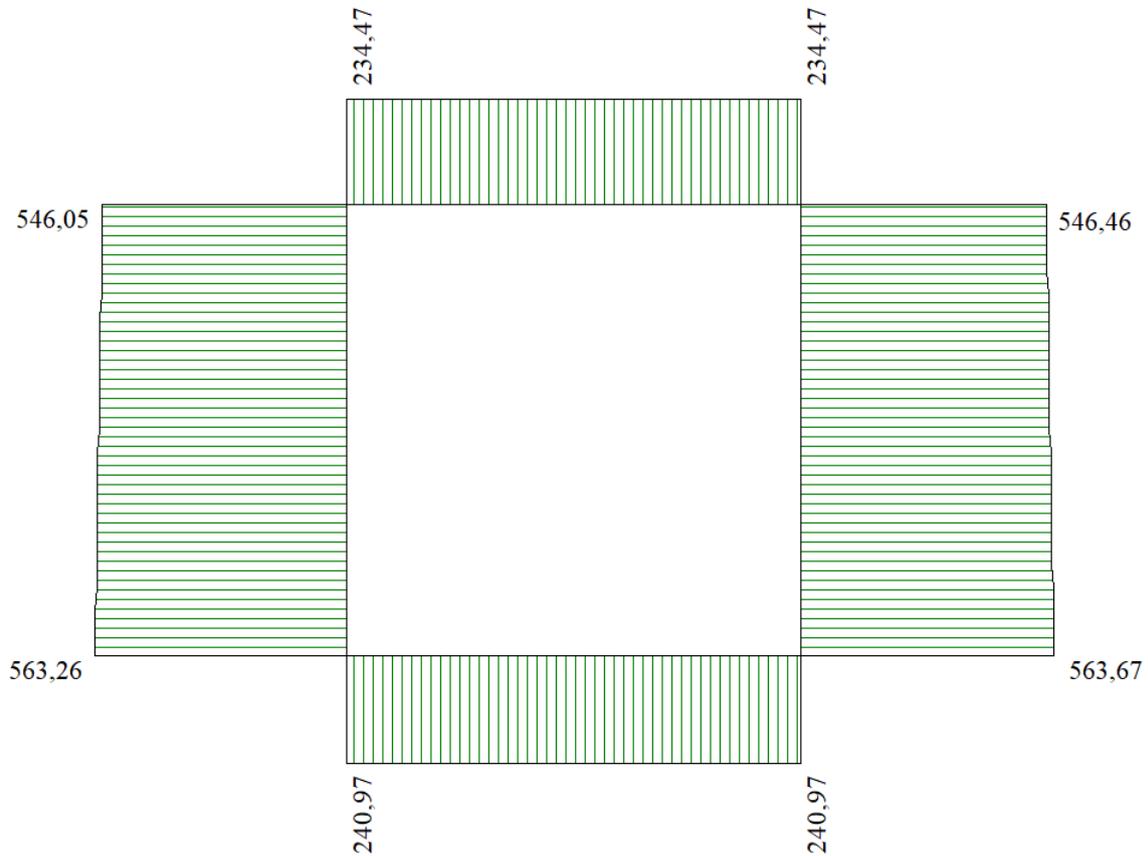


Diagramma di sforzo assiale

VERIFICA DI RESISTENZA SOELTTA SUPERIORE SLU

Sezione tombino

B=100 cm

H= 30 cm

Mmax =122 kN m/m

Armatura simmetrica costituita da ϕ 20/20 cm

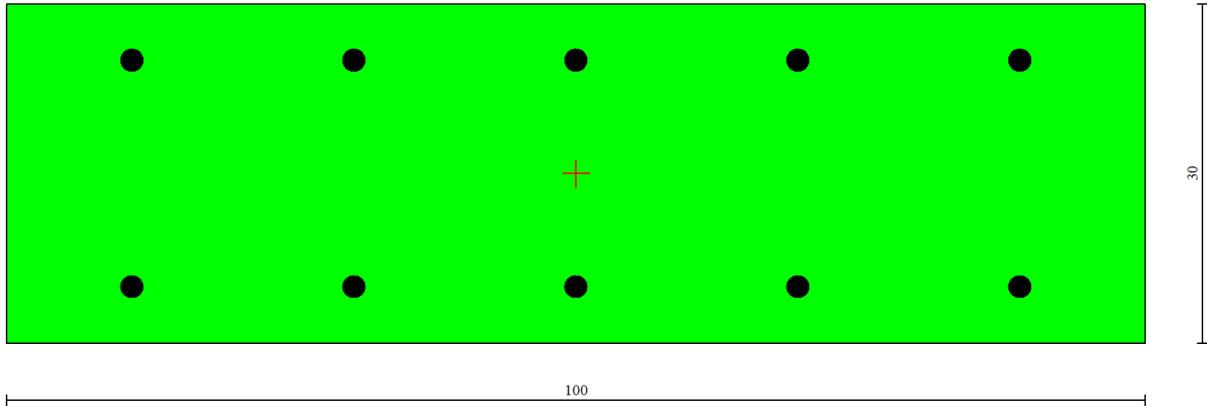
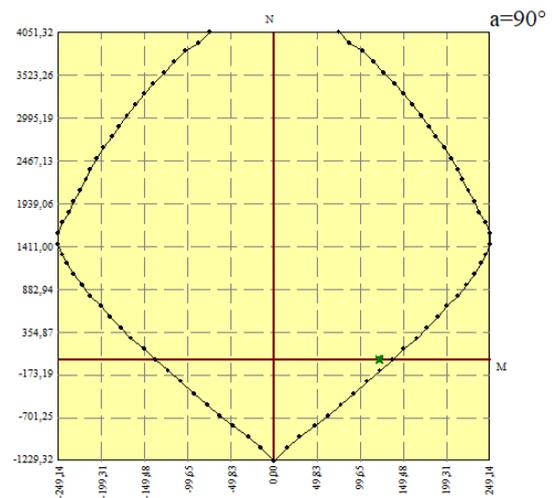
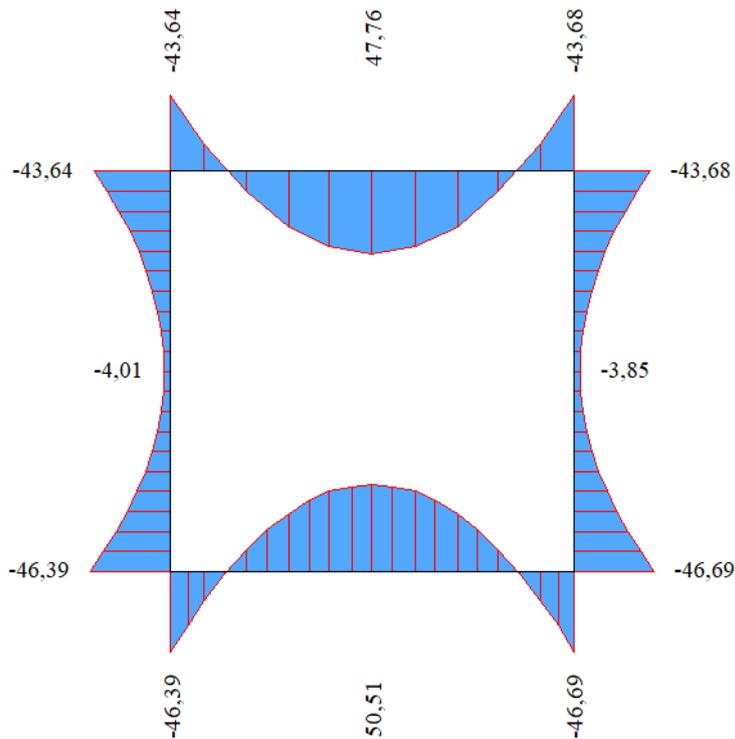


Diagramma M - N



VERIFICA A FESSURAZIONE E TENSIONALE SLE



Mmax (SLErara)=51 kNm/m

Sollecitazioni applicate

N = 0,0000 kN	Ty = 0,0000 kN	Tx = 0,0000 kN
Mytot = 51,0000 kNm	Mxtot = 0,0000 kNm	Mt = 0,0000 kNm

Verifiche eseguite:

--
Verifica tensionale (SLE Frequente)

Tensioni Fessurazione

Verifica soddisfatta

Tensioni cls e armatura

σ_{c-max} = 4720 kPa	σ_{f-max} = 26975 kPa
σ_{c-min} = -12811 kPa	σ_{f-min} = -148336 kPa
τ_{nn} = 0 kPa	

Asse neutro

Xc = 8,077 cm	Inclinazione 0,000 °
Intersezioni (0,00 ; 21,92) (100,00 ; 21,92)	

INTERFERENZE IDRAULICHE - TOMBINI
Relazione tecnico descrittiva e predimensionamento

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS60	00	R14RH	IN0000001	C	48 di 57

Sollecitazioni applicate

$N = 0,0000 \text{ kN}$ $T_y = 0,0000 \text{ kN}$ $T_x = 0,0000 \text{ kN}$
 $M_{ytot} = 51,0000 \text{ kNm}$ $M_{xtot} = 0,0000 \text{ kNm}$ $M_t = 0,0000 \text{ kNm}$

Verifiche eseguite: --
 Verifica tensionale (SLE Frequente)

Tensioni Fessurazione

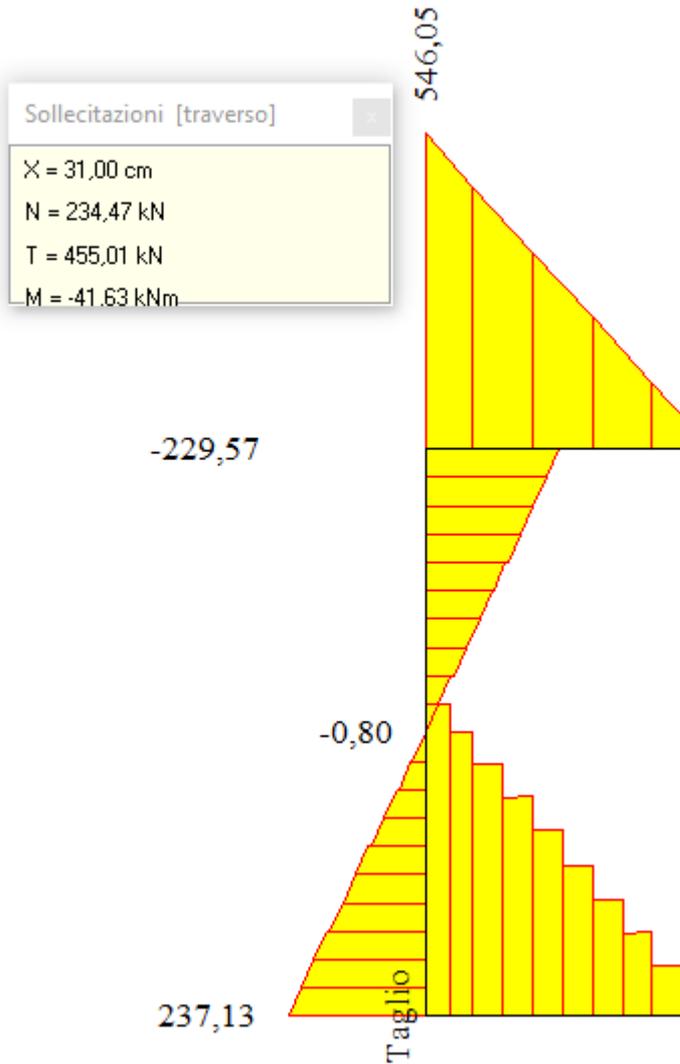
Verifica soddisfatta

Momento prima fessurazione $M_y = 29,0405 \text{ kNm}$
 Tensione acciaio = -84466 kPa
 Tensione di trazione cls = -7295 kPa
 Area efficace a trazione = 1096,13 cmq

$E_{psm} (\%) = 0,0604$
 $S_{rm} = 184,782 \text{ mm}$
 $W = 0,190 \text{ mm}$ $W_{lim} = 0,400 \text{ mm}$

VERIFICA A TAGLIO SLU

$V_{max} = 460 \text{ kN/m}$



CARATTERISTICHE MATERIALI			
ACCIAIO			
f_y	450	N/mm ²	Resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio
f_{yd}	391,30	N/mm ²	Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio
CLS			
R_{ck}	37	N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica
f_{ctd}	1,40	N/mm ²	Resistenza di progetto a trazione del cls
f_{cd}	17,40	N/mm ²	Resistenza di progetto a compressione del cls
f'_{cd}	8,70	N/mm ²	Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
SOLLECITAZIONI			
V_{Ed}	354	kN	Taglio di calcolo allo stato limite ultimo
DATI SEZIONE RESISTENTE			
b_w	1000	mm	Larghezza della membratura resistente al taglio
H	300	mm	Altezza totale della sezione
c	50	mm	Copriferro
d	260	mm	Altezza utile della sezione
DATI ARMATURA			
Staffe	12	mm	Diametro staffe
A_{sw}	113	mm ²	Area delle staffe
n_b	5		Numero delle braccia
s	200	mm	Passo delle staffe
sem 2Ø	0,12		
Ø	20		
♠ 12/400x200			
VERIFICA DELL'ARMATURA A TAGLIO			
α	90	°	Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
θ	22	°	Inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse dell'elemento
α_c	1,0		Coefficiente maggiorativo da normativa
V_{Rtd}	605	kN	Resistenza a "taglio trazione"
V_{Rcd}	702	kN	Resistenza a "taglio compressione"
V_{Rd}	605	kN	ok $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

10. VALUTAZIONI GEOTECNICHE

Nei seguenti diagrammi si riportano le pressioni massime trasmesse al terreno dai Tombini alle diverse progressive.

Tombino Ø1000

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{\min} [kPa]	σ_{\max} [kPa]
0,13	142	580
0,46	141	584
0,75	141	590
1,04	141	598
1,38	142	609

Inviluppo pressioni terreno

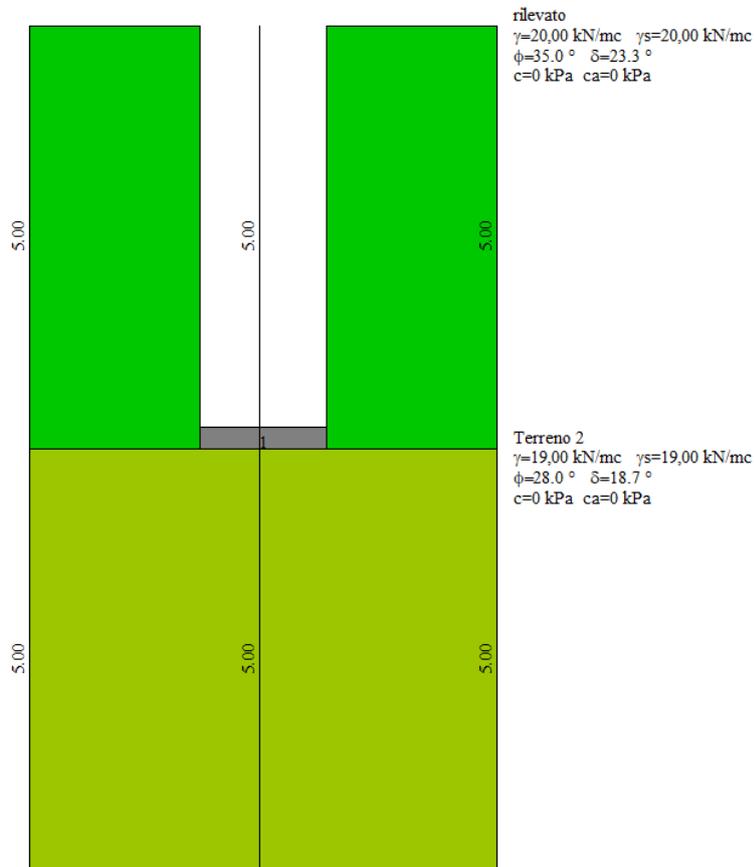
Tombino Ø1500

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{\min} [kPa]	σ_{\max} [kPa]
0,15	202	645
0,58	200	637
1,05	199	631
1,52	200	634
1,95	202	640

Si valuta la compatibilità geotecnica delle pressioni con la capacità portante di una fondazione nastriforme di larghezza minima 1.50 m, disposta ad una profondità minima di 5.00 m dal piano campagna considerando un terreno avente un peso di volume pari a 19 kN/mc e un angolo d'attrito di 28°.

Si riporta il calcolo della capacità portante limite e di quella ammissibile.



Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$Q_u / R \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione;
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;

q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \operatorname{tg} \phi}$$

$$N_q = A \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 (D / B) \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 (D / B) \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$$

$$i_\gamma = [1 - (\theta / \phi^\circ)]^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descrizione Destrizione della fondazione

Forma Forma della fondazione (N=Nastriforme, R=Rettangolare, C=Circolare)

X Ascissa del baricentro della fondazione espressa in [m]

Y Ordinata del baricentro della fondazione espressa in [m]

B Base/Diametro della fondazione espressa in [m]
 L Lunghezza della fondazione espressa in [m]
 D Profondità del piano di posa in [m]
 α Inclinazione del piano di posa espressa in [°]
 ω Inclinazione del piano campagna espressa in [°]

Descrizione	Forma	X	Y	B	L	D	α	ω
Fondazione	(N)	0,00	--	1,50	--	5,00	0,00	0,00

Descrizione terreni e falda

Caratteristiche fisico-meccaniche

Simbologia adottata

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
 γ_{sat} Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
 ϕ Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
 δ Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
 c Coesione del terreno espressa in [kPa]
 ca Adesione del terreno espressa in [kPa]

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
rilevato	20,000	20,000	35,00	23,33	0,0	0,0
Terreno 2	19,000	19,000	28,00	18,66	0,0	0,0

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n° Identificativo strato

Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]

Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]

Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]

Terreno Terreno dello strato

Punto di sondaggio n° 1: X = 0,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 2: X = 3,0 [m] Y = 0,0 [m]

Punto di sondaggio n° 3: X = 0,0 [m] Y = 3,0 [m]

N	Z1	Z2	Z3	Terreno
1	-5,0	-5,0	-5,0	rilevato
2	-10,0	-10,0	-10,0	Terreno 2

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza per carichi verticali

Il calcolo della portanza è stato eseguito col metodo di Meyerhof
La relazione adottata è la seguente:

$$q_u = c N_c s_c i_c d_c + q N_q s_q i_q d_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma$$

Altezza del cuneo di rottura: AUTOMATICA

Il criterio utilizzato per il calcolo del macrostrato equivalente è stato la MEDIA ARITMETICA

Nel calcolo della portanza sono state richieste le seguenti opzioni:

Riduzione sismica: NESSUNA

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici: 1,00

Coefficiente correttivo su N_γ per effetti cinematici: 1,00

Riduzione per carico eccentrico: MEYERHOF

Riduzione per rottura locale o punzonamento del terreno: NESSUNA

Meccanismo di punzonamento in presenza di falda.

Fondazione

Combinazione n° 1

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno equivalente

Spessore dello strato	$H = 1,24$	[m]
Peso specifico terreno	$\gamma = 19,0000$	[kN/mc]
Angolo di attrito	$\phi = 28,00$	[°]
Coesione	$c = 0$	[kPa]
Modulo di taglio	$G = 0$	[kPa]

Base ridotta $B' = B - 2 e_x = 1,50$ [m]

Lunghezza ridotta $L' = L - 2 e_y = 1,00$ [m]

Coefficienti di capacità portante e fattori correttivi del carico limite.

$N_c = 25,80$	$N_q = 14,72$	$N_\gamma = 11,19$
$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
$i_c = 1,00$	$i_q = 1,00$	$i_\gamma = 1,00$
$d_c = 2,11$	$d_q = 1,55$	$d_\gamma = 1,55$

Il valore della capacità portante è dato da:

$$q_u = 0 + 2289 + 248 = 2536 \text{ [kPa]}$$

$$q_d = 1103 \text{ [kPa]}$$

Le pressioni massime pari a 645 kPa risultano < $q_d=1100$ kPa