

S.S. 675 "UMBRO - LAZIALE"
Sistema infrastrutturale del collegamento del porto
di Civitavecchia con il nodo intermodale di Orte
Tratta Monte Romano est - Civitavecchia
1° Stralcio Monte Romano est - Tarquinia

PROGETTO DEFINITIVO

COD. RM366

R.T.I. di PROGETTAZIONE:



I PROGETTISTI:

Ing. Nicola Cuozzo (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N. 15447

Ing. Andrea Poli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino N. 8511W

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.:

Ing. Biagio Camaldo

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giampiero Carrieri
Ordine regionale dei Geologi del Piemonte. N. 274

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Dott. Geol. Giampiero Carrieri
Ordine regionale dei Geologi del Piemonte. N. 274

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Achille Devitofranceschi

PROTOCOLLO

—

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI: GALLERIE ARTIFICIALI
GALLERIA SVINCOLO MONTE ROMANO EST SS675
Relazione tecnica e di calcolo
delle opere provvisorie e delle gallerie artificiali

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

DPRM0366 **D** **2201**

NOME FILE

P01GA03GENRE01_A.dwg

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

P01GA03GENRE01

A

—

A

EMISSIONE PD

MARZO 2022

Giuseppe Porcasi

G. Brino

G. Quaglio

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

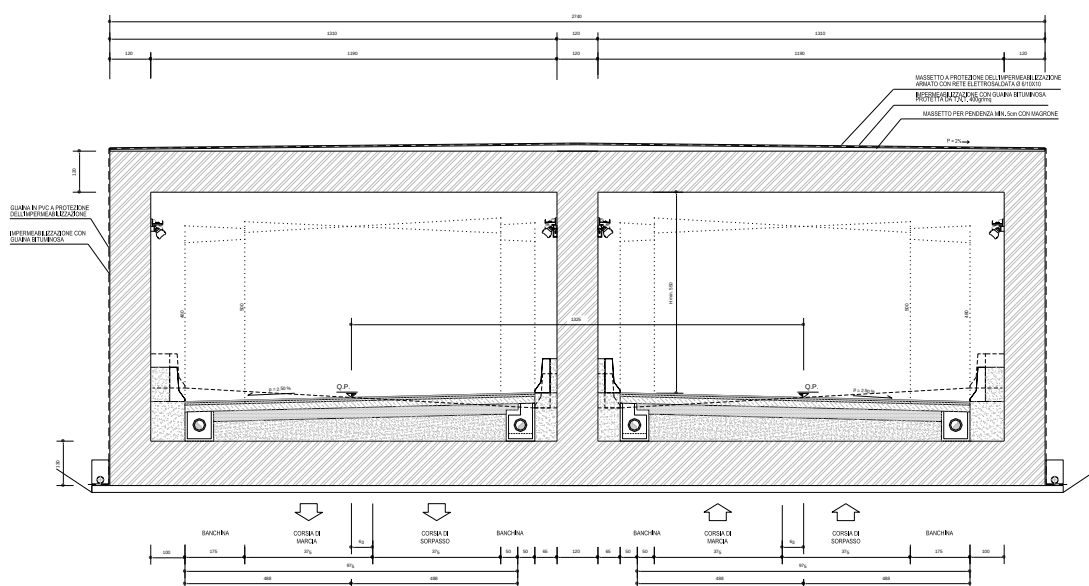
VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1	GENERALITA'	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4	ANALISI DEI CARICHI	8
1.1	Carichi tipo 1: Gravitazionali	8
1.2	Sovraccarichi variabili di esercizio.....	10
1.2.1	Schemi strutture.....	12
1.3	Azione Sismica	14
1.4	Combinazione delle azioni	16
5	VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO	17
1.5	SLU - Presso-flessione	17
1.6	SLU - Taglio.....	18
1.7	SLE – Tensioni ammissibili	20
1.8	SLE – Verifica apertura delle fessure	20
1.9	Armatura minima.....	20
6	METODI DI ANALISI	22
1.10	Pressione Geostatica.....	22
1.11	Spinta attiva - Metodo di Coulomb	22
1.12	Spinta in presenza di falda.....	23
1.13	Spinta a Riposo.....	23
1.14	Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood	24
1.15	Strategia di soluzione.....	25
7	GENERALITA' ANALISI NUMERICA	27
8	ANALISI NUMERICHE SINGOLA CANNA (zona 1)	28
1.16	Descrizione analisi numerica e risultati	28
1.18	Inviluppo sollecitazioni nodali.....	29
9	ANALISI NUMERICHE SINGOLA CANNA (zona 2)	30
1.19	Descrizione analisi numerica.....	30
1.21	Inviluppo sollecitazioni	31
10	ANALISI NUMERICHE DOPPIA CANNA (zona 3)	32
1.22	Descrizione analisi numerica.....	32
1.23	Inviluppo sollecitazioni	33
11	ANALISI NUMERICHE DOPPIA CANNA (zona 4)	34
1.24	Descrizione analisi numerica.....	34
1.25	Inviluppo sollecitazioni	35
12	ANALISI NUMERICHE DOPPIA CANNA (zona 5)	36

1.26	Descrizione analisi numerica.....	36
1.27	Inviluppo sollecitazioni	37



F 2. Sezione Trasversale doppia canna

Come è possibile rilevare negli elaborati grafici dell'opera in oggetto la G.A. presenta ovunque un ricoprimento di $H_R=0.85\text{m}$. Le analisi saranno quindi distinte tra la zona a singola e quella a doppia canna.

Nella zona a singola canna non è prevista la presenza della sovrastante sede stradale, se non in corrispondenza di un tratto molto modesto nel quale la sede stradale inetta per altro una sola zona laterale della sezione di calcolo.

Nella zona a Doppia canna invece la sovrastante sede stradale è presente con una disposizione diversa per ciascuna sezione trasversale esaminata.

La Galleria verrà realizzata previa effettuazione di uno scavo e successive opere di rinterro atte a definire il previsto profilo di progetto finale.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- **Decreto Ministeriale 5 novembre 2001, n. 6792 (S.O. n.5 alla G.U. n.3. del 4.1.02)**
- Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade.
- **Decreto Ministeriale 17/01/2018** – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"
- **Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP.** - Istruzioni per l'applicazione dell' "aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17/01/2018.
- **UNI EN 1992-2005:** "Progettazione delle strutture in calcestruzzo";
- **EN 1998-5 (2004):** Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 5: Foundations, retaining, structures and geotechnical aspects
- **CNR – DT 203/2006** – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture di calcestruzzo armato con barre di materiale composito fibrorinforzato.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CALCESTRUZZO DEL RIVESTIMENTO DEFINITIVO

Calcestruzzo **C28/35**

$R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$

Copriferro (inteso come ricoprimento minimo sull'armatura) $\geq 5 \text{ cm}$

Fibre in propilene 1.5 kg/m^3

SLU

$R_{ck} \geq 35 \text{ MPa}$

resistenza a compressione cubica caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_c = 1.5$

coefficiente parziale per SLU

$\alpha = 0.85$

fattore che tiene conto degli effetti dei carichi di lunga durata

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$

resistenza a compressione cilindrica caratteristica (frattile 5%)

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ MPa}$

resistenza a compressione cilindrica media per SLU

$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 16.46 \text{ MPa}$

resistenza a compressione cilindrica di progetto per SLU

$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = 2.83 \text{ MPa}$

resistenza a trazione media (frattile 50%)

$f_{ctk 0.05} = 0.7 f_{ctm} = 1.98 \text{ MPa}$

resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)

$f_{ctk 0.95} = 1.3 f_{ctm} = 3.69 \text{ MPa}$

resistenza a trazione caratteristica (frattile 95%)

$f_{ctd} = f_{ctk 0.05} / \gamma_c = 1.32 \text{ MPa}$

resistenza a trazione di progetto

$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.40 \text{ MPa}$

resistenza a trazione per flessione media (frattile 50%)

$f_{cfk 0.05} = 0.7 f_{cfm} = 2.38 \text{ MPa}$

resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 5%)

$f_{cfk 0.95} = 1.3 f_{cfm} = 4.42 \text{ MPa}$

resistenza a trazione per flessione caratteristica (frattile 95%)

$E_{cm} = 22000(f_{cm} / 10)^{(0.3)} = 32558 \text{ MPa}$

modulo di elasticità medio

SLE

$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 17.43 \text{ MPa}$

stato limite delle tensioni di esercizio (per comb. caratteristica)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$

stato limite delle tensioni di esercizio (combinaz. quasi perm.)

$w_k < (w_1, w_2, w_3)$

verifica a fessurazione

CALCESTRUZZO MAGRO

Calcestruzzo C12/15

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

B450C

SLU

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$ tensione di snervamento caratteristica (frattile 5%)

$\gamma_s = 1.15$ coefficiente parziale per SLU

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$ tensione di snervamento di calcolo

$E_s = 210000 \text{ MPa}$ modulo elastico

SLE

$\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ stato limite delle tensioni di esercizio

$n = 15$ coefficiente di omogeneizzazione

IMPERMEABILIZZAZIONE

- Resistenza a trazione $\geq 15 \text{ MPa}$.
- Teli per impermeabilizzazione: sp. = 2mm

CORDOLINO IDROESPANSIVO DI TENUTA IDRAULICA (WATER-STOP)

- Dimensione: 25 x 25 mm
- Peso $\geq 1.10 \text{ Kg/m}$
- Temperatura di applicazione da -15°C a $+50^\circ\text{C}$
- Stabilità alle soluzioni saline ed aggressive e resistenza all'azione inibente degli ioni calcio e magnesio
- Espansione a contatto con l'acqua: 6 volte il volume iniziale minimo senza perdita di coesione di massa

TESSUTO NON TESSUTO

- Strato di tessuto non tessuto $\geq 500 \text{ gr/m}^2$
- Resistenza a punzonamento $\geq 4.0 \text{ kN}$.
- Resistenza a trazione media $\geq 20 \text{ kN/m}$.

DRENAGGI

Tubi microfessurati in PVC ad alta resistenza rivestiti con TNT:

- Resistenza a trazione = 4.5 MPa
- Diametro perforazione $\varnothing = 100 \text{ mm}$
- Diametro esterno $\varnothing = 60 \text{ mm}$
- Spessore sp = 5mm

4 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano i carichi considerati per il dimensionamento delle strutture. Il rinterro della soletta superiore, essendo sempre (singola e doppia canna) considerato di spessore pari a 0.85m ed assumendo il P.S. del terreno e del cassonetto stradale (ove presente) pari a 19 kN/m² il carico del rinterro è generalmente assunto pari a: 16.15 kN/m².

Le analisi dei carichi si riferiscono ad una sezione trasversale di sviluppo unitario (per 1.00m).

1.1 Carichi tipo 1: Gravitazionali

Nella tabella seguente sono stati definiti i carichi gravitazionali della porzione a singola canna

GALLERIA ARTIFICIALE ATTRAVERSAMENTO SS675 (SINGOLA CANNA)						
GALLERIA ARTIFICIALE ATTRAVERSAMENTO SS675 A SINGOLA CANNA CON SEZIONE RETTANGOLARE						
LUNGHEZZA COMPLESSIVA OPERA A SINGOLA CANNA [#]		L= 172.85 m				
Descrizione azione: "Load Case"						
PP						
Peso proprio Galleria Artificiale: GA 00						
zona GA 00						
Galleria Sezione corrente Singola Canna (106.628x25)		106.628	25	2666.00 kN/m	PP: zona GA 00	2666.00 kN/m
(*) Questo carico verrà direttamente considerato dal programma di calcolo (P.S. c.a.=25 kN/m3)						
PERM C						
Carichi permanenti portati elementi di arredo in Copertura						
Intera estensione GA (in Copertura)						
Impianto di illuminazione ed areazione (23.8x0.5)		23.8	0.5	11.90 kN/m	PERM C: Intera estensione GA (in Copertura)	11.90 kN/m
PERM F						
Carichi permanenti portati elementi di arredo sezione stradale in Fondazione						
Zona Fondazione GA escluso piedritti						
Pavimentazione (9.75x3)		9.75	3	29.25 kN/m		
Barriere laterali in c.a. (0.476x25)		0.476	25	11.90 kN/m		
Rinterro, cassonetto stradale e tubazioni varie (11.9x1.5x20)		11.9	1.5	20	357.00 kN/m	
Sommano					398.15 kN/m	
Area di assegnazione del carico (398.15/11.9)		398.15	11.9	33.46 kN/m	PERM F: Zona Fondazione GA escluso piedritti	33.46 kN/m

Nella tabella seguente sono stati definiti i carichi gravitazionali della porzione a doppia canna

GALLERIA ARTIFICIALE ATTRAVERSAMENTO SS675 (DOPPIA CANNA)						
GALLERIA ARTIFICIALE ATTRAVERSAMENTO SS675 A DOPPIA CANNA CON SEZIONE RETTANGOLARE						
LUNGHEZZA COMPLESSIVA OPERA A DOPPIA CANNA L= 52.15 m						
Descrizione azione: "Load Case"						
PP						
Peso proprio Galleria Artificiale: GA 00				PP: zona GA 00		

1.2 Sovraccarichi variabili di esercizio

Schemi di carico previsti per la soletta superiore della G.A. ove interessata dalla sovrastante sede stradale: tre colonne di carichi mobili e un carico distribuito per l'area rimanente (DM 2018 § 5.1.3.3):

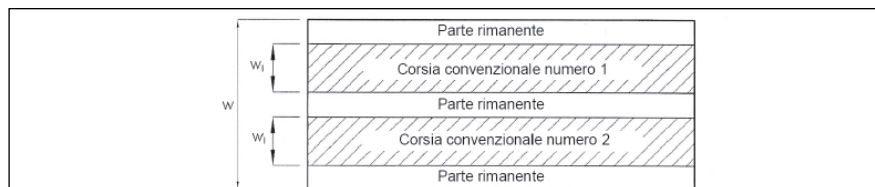


Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

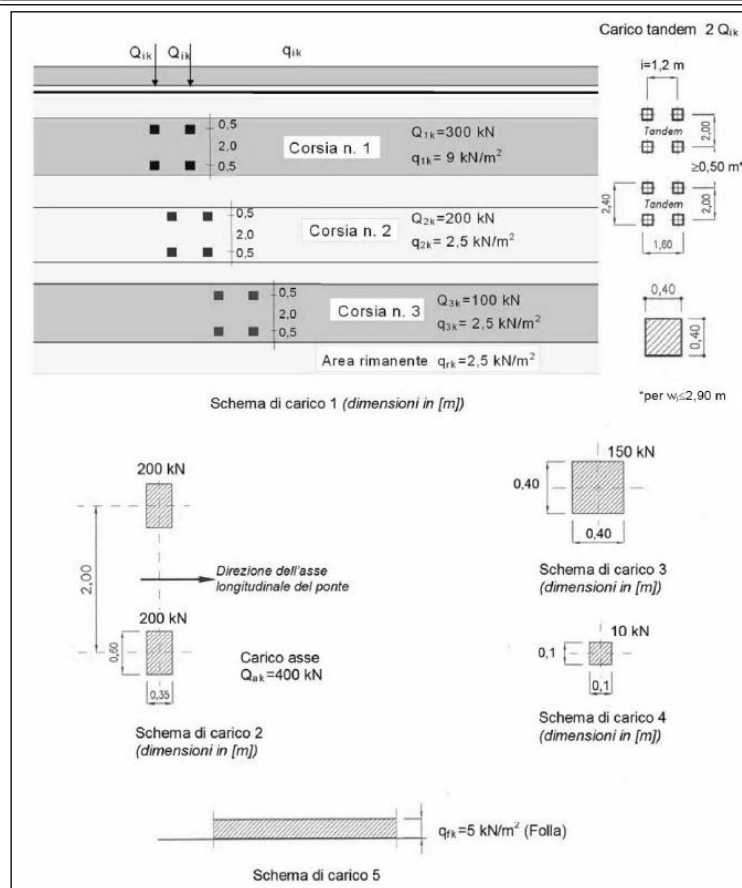


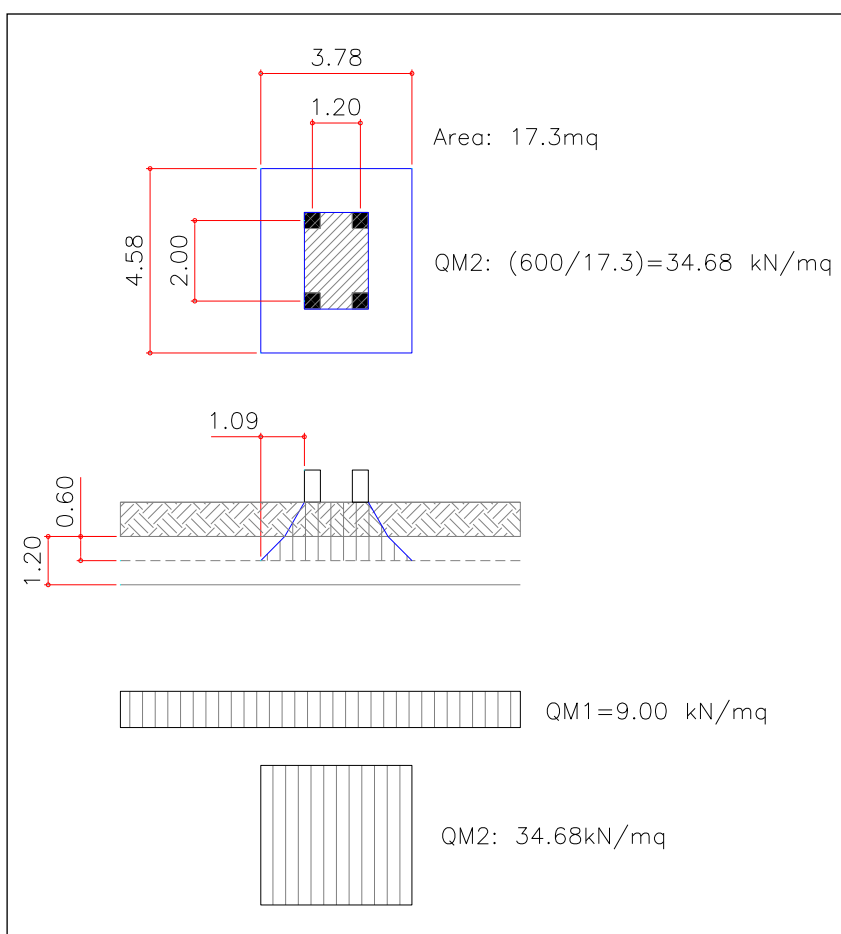
Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

Posizione	Carico asse Q_{ak} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

F 3. Schema carichi Mobili TU 2008 (Stralcio)

- una stesa 1 di carichi costituita da un automezzo aderente al cordolo Q_{1k} di 600 kN dotato di 2 assi di 2 ruote ciascuno, distanziati di 1.20 m in senso longitudinale e con interasse ruote in senso trasversale di 2.00 m, più carichi q_{1k} di 9 kN/mq distribuiti linearmente in asse al convoglio oltre l'ingombro di Q_{1k} ;

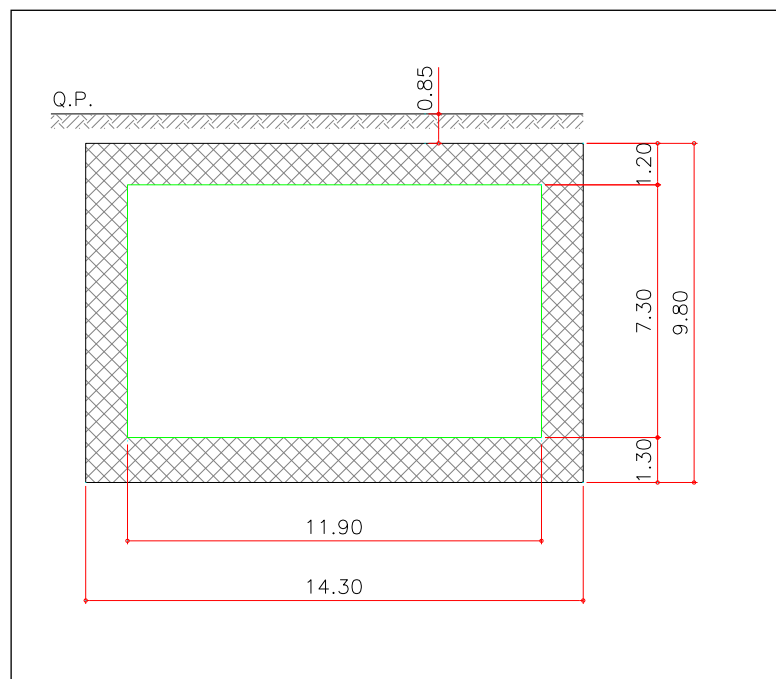
Nello schema seguente sono indicati i carichi mobili definiti per considerare il traffico stradale sulla soletta superiore dello scatolare. Il carico QM1 si considera presente sull'intera estensione della soletta superiore mentre il carico QM2 verrà posizionato nel modo più opportuno al fine di ottenere le più gravose sollecitazioni di calcolo.



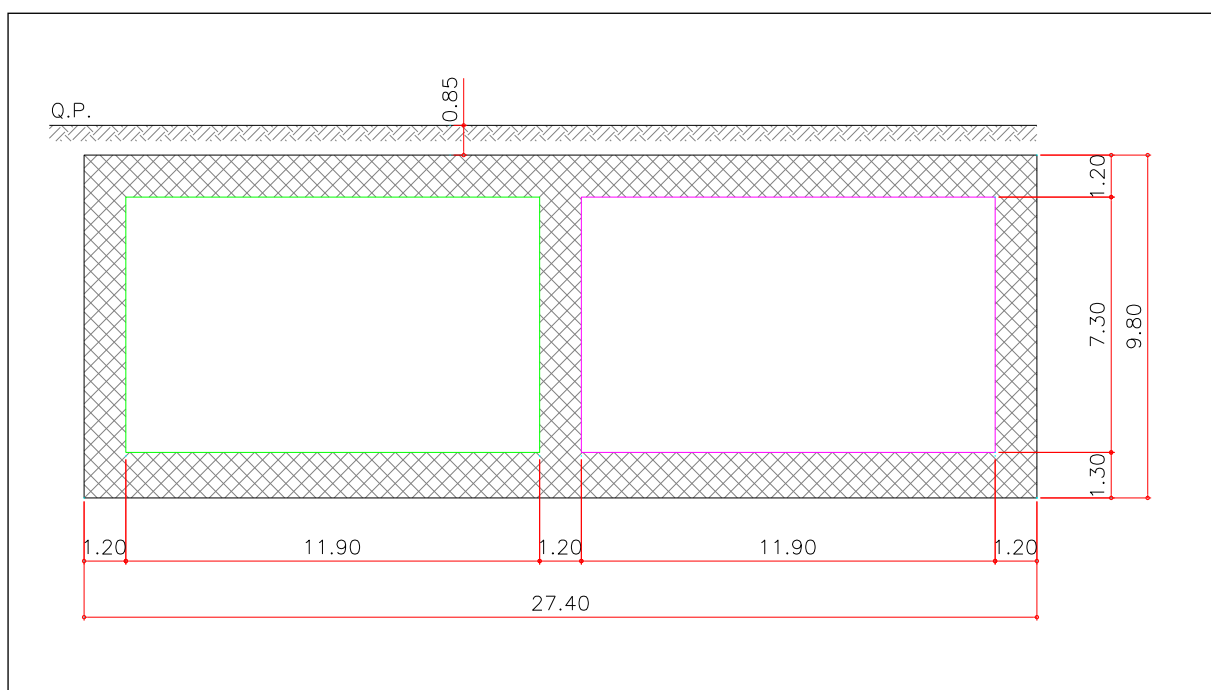
F 4. Carichi Mobili TU 2008 (Adottati nelle analisi)

1.2.1 Schemi strutture

Schemi delle strutture considerati nelle analisi dei carichi.



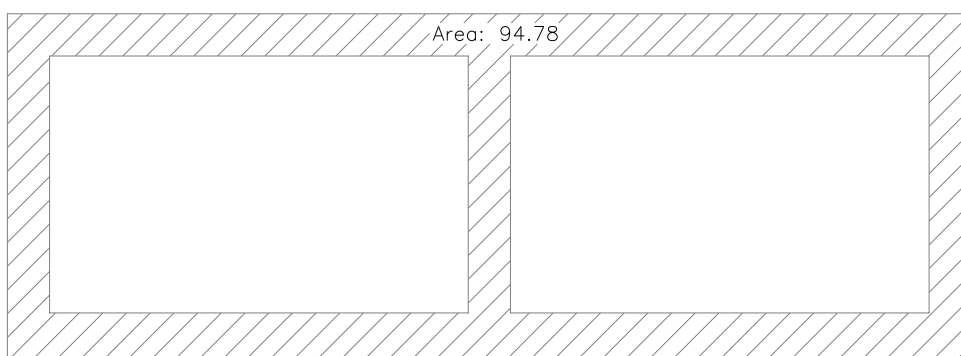
F 5. Schema strutture singola canna



F 6. Schema strutture doppia canna



F 7. Schema Area sezione trasversale singola canna



F 8. Schema Area sezione trasversale doppia canna

1.3 Azione Sismica

Per la determinazione dell'azione sismica è stata adottato il seguente testo "Nuove norme tecniche per le costruzioni 17-01-18".

Per la determinazione dell'azione sismica dell'opera in esame sono state considerate le seguenti coordinate di riferimento: longitudine 11.9297 – latitudine 42.284..

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono:

- Vita nominale (50 anni)
- Classe d'uso IV ($C_u=2.0$)
- Categoria di suolo $\rightarrow$ (B)
- $F_0 = 2.462$
- $T_{c^*}=0.284$
- Categoria di suolo: B
- Categoria Topografica T1 ($S_T = 1.00$)
- Coefficiente di riduzione $B_m = 0.24$
- Sisma verticale/sisma orizzontale $= 0.50$

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 11.92970 LATITUDINE: 42.28400

☐ Ricerca per comune REGIONE: Lazio PROVINCIA: Viterbo COMUNE: Monte Romano

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 5
-7.5 -26505 -26506 7.5 km
-7.5 -26727 -26728 -7.5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
Sito esterno al reticolo
Interpolazione su 3 nodi
Interpolazione corretta

Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO FASE 1 FASE 2 FASE 3

F 9. Individuazione della pericolosità del sito

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { $SLO - P_{VR} = 81\%$ info
 $SLD - P_{VR} = 63\%$ info

Stati limite ultimi - SLU { $SLV - P_{VR} = 10\%$ info
 $SLC - P_{VR} = 5\%$ info

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

F 10. Strategia di progettazione

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info $S_S = 1.200$ $C_Q = 1.415$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

F 11. Determinazione azione sismica di progetto

1.4 Combinazione delle azioni

La struttura della galleria artificiale è stata verificata per le condizioni di carico riportate nel DM 2018 sia nei riguardi degli stati limite ultimi che nei riguardi degli stati limite di esercizio, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze (§ 6.2.3).

Le combinazioni di calcolo adottate sono schematizzate nelle seguenti tabelle:

SLU	CASO	AZIONI γF				PROPRIETA' TERRENO γM			RESISTENZE γR		
		PERMANENTI		VARIABILI		$\tan\Phi'$	c'	C_u	q_B	δ	K_p
		SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.						
A1+M1	1	1.3	1	1.5	0	1	1	1	1	1	1
SISMICA	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

SLE	CASO	AZIONI γF				PROPRIETA' TERRENO γM			RESISTENZE γR		
		PERMANENTI		VARIABILI		$\tan\Phi'$	c'	C_u	q_B	δ	K_p
		SFAV.	FAV.	SFAV.	FAV.						
A1+M1	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1

5 VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Le verifiche degli elementi in calcestruzzo armato sono condotte in accordo con DM 17/01/2018. Di seguito è brevemente indicata la metodologia seguita.

1.5 SLU - Presso-flessione

Analogamente al caso di sezione mista acciaio-calcestruzzo soggetta a forza normale e flessione retta, la verifica si effettua operando nel piano N-M: basta accertare che il punto avente le coordinate M_d , N_d rappresentative degli effetti delle azioni di calcolo (cioè delle azioni di servizio moltiplicate per i correlativi coefficienti parziali di sicurezza γ_e), appartenga al dominio resistente, delimitato dalla curva di interazione M-N. Sono state verificate le sezioni in cemento armato relative al rivestimento definitivo.

In questo caso viene adottato un procedimento rigoroso, basato sulle ipotesi seguenti (DM2018 4.1.2.1.2):

- 1 diagramma σ - ϵ del calcestruzzo compresso a forma di parabola-rettangolo;
- 2 diagramma σ - ϵ dell'acciaio, sia teso che compresso, elastico-perfettamente plastico:
 - 2.1 conservazione delle tensioni piane;
 - 2.2 perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo;
 - 2.3 calcestruzzo teso non reagente.

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione viene effettuata con i criteri descritti nelle specifiche sezioni delle NTC18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:

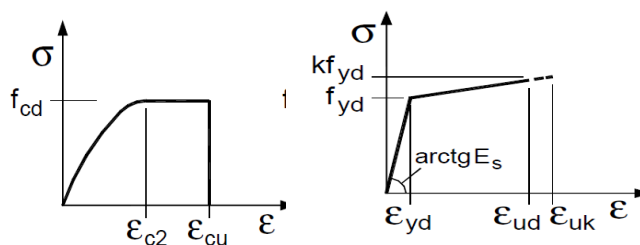
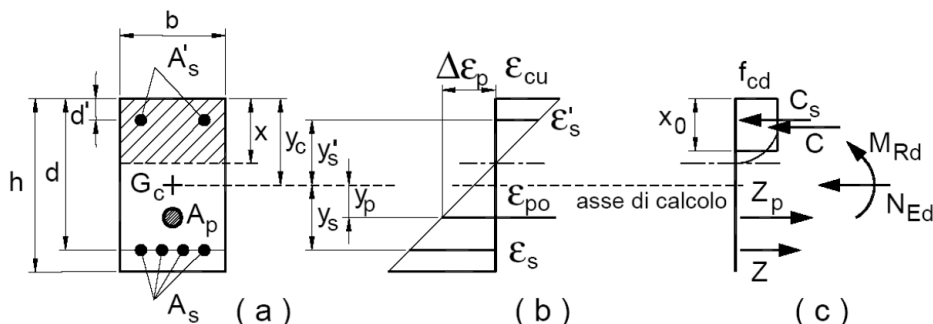


Figura 1 –Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio



Sono stati calcolati i momenti resistenti di progetto (momenti ultimi) corrispondenti al valore assegnato dell'azione assiale sollecitante di progetto N_{sd} . È stato verificato che il valore di N_{sd} non risulti maggiore del valore ultimo per compressione o trazione semplice. I momenti sono calcolati rispetto al baricentro della sezione.

Il momento resistente viene determinato dopo aver calcolato la curvatura che, in condizioni di deformazione limite del calcestruzzo o dell'acciaio, soddisfa l'equilibrio alla traslazione.

Sono stati ricavati i punti di dominio M-N della sezione, evidenziando la posizione del punto NSd-MSd rappresentativo dello stato di sollecitazione. Si assumono come positive le compressioni.

1.6 SLU - Taglio

È stata eseguita, inoltre, la verifica nei confronti delle sollecitazioni taglianti della sezione in calcestruzzo armato dotata di specifica armatura a taglio (DM2018 – 4.1.2.3.5.2).

La resistenza a taglio V_{Rd} della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

Dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

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

$$\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$$

d = altezza utile per piedritti soletta superiore e inferiore;

b_w = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio V_{Rd} è il minimo tra la resistenza a taglio trazione V_{Rsd} e la resistenza a taglio compressione V_{Rcd}

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

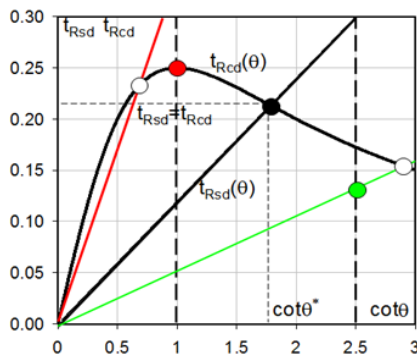
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta)}{(1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto nelle NTC18, considerando ai fini delle verifiche, un angolo θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- Se la $\cot \theta^*$ è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una $\cot \theta = 2,5$.
- Se la $\cot \theta^*$ è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle (θ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}}} - 1$$

(θ^* angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

Dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

f_{cd} = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

α_c	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

1.7 SLE – Tensioni ammissibili

Successivamente sono state effettuate delle verifiche agli Stati Limite di Esercizio, che consistono in una limitazione delle tensioni di esercizio, e verifiche agli Stati Limite di Fessurazione (limitazione delle ampiezze massime delle aperture) DM2018 4.1.2.2.4 – 4.1.2.2.5.

In particolare:

- | | | |
|---|------------------------------|---|
| 3 | $\sigma_{cls} < 0.45 f_{ck}$ | tensione nel calcestruzzo (comb. frequente) |
| 4 | $\sigma_{cls} < 0.60 f_{ck}$ | tensione nel calcestruzzo (comb. rara) |
| 5 | $\sigma_s < 0.80 f_{ck}$ | tensione nell'acciaio di armatura |
| 6 | $w_k < 0.20 \text{ mm}$ | apertura delle fessure nel cls. |

1.8 SLE – Verifica apertura delle fessure

Per il calcolo dell'apertura delle fessure si procede in questo modo:

- | | | |
|---|----------------------------------|------------------------|
| 7 | $w_k = 1.7 s_{rm} \epsilon_{sm}$ | ampiezza delle fessure |
|---|----------------------------------|------------------------|

dove:

- | | |
|----|--|
| 8 | w_k è l'ampiezza di calcolo delle fessure; |
| 9 | s_{rm} è la distanza media finale tra le fessure; |
| 10 | ϵ_{sm} è la deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti di "tension stiffening", del ritiro ecc.; |

1.9 Armatura minima

Le armature minime e massime da disporre nelle sezioni sono definiti tramite le seguenti espressioni in accordo alle NTC 17/01/2018:

Tabella 1: Limiti di armatura a flessione per la sezione in c.a

Vincolo	Formulazione
A_{sl,min_1}	$0.26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot b \cdot d$
A_{sl,min_2}	$0.0013 \cdot b \cdot d$
$A_{sl,max}$	$0.0400 \cdot b \cdot h$

Tabella 2: Limiti di armatura a taglio per la sezione in c.a

Vincolo	Formulazione
$A_{sw,min} [mm^2/m]$	$1.5 \cdot b_w$
$s_{max} [mm]$	$\max(0.80 \cdot d ; 1000/3)$

6 METODI DI ANALISI

1.10 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 45.00°.

1.11 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

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

1.12 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

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

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.

1.13 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 rinfilanco.

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.

1.14 Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Essendo la galleria una struttura rigida, l'approccio progettuale implementato nell'analisi strutturale si basa sulla teoria di Wood, 1973 (EC8, Annex E) e consiste nell'applicare alla struttura un carico orizzontale pseudo-statico uniformemente distribuito al fine di modellare l'aumento del carico indotto dall'azione sismica.

La pressione sismica orizzontale Δp_d è calcolata come:

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

Dove:

- 11 $\frac{a_g}{g}$ è l'accelerazione di picco scalata alla profondità del tunnel
- 12 γ peso dell'unità di volume della roccia
- 13 H altezza del muro/tunnel

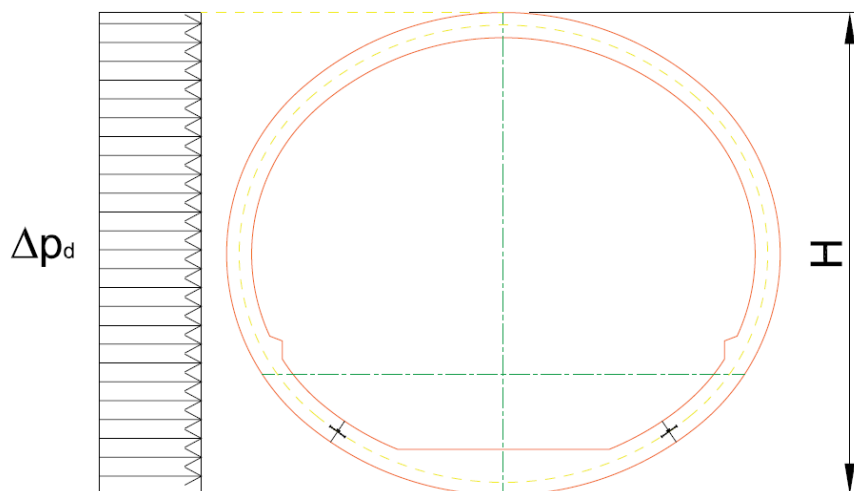


Figura 2 Applicazione della pressione pseudo-statica in accordo con Wood, 1973

A questo punto è necessario calcolare l'effetto sismico rispetto alla profondità della galleria. Secondo Hashash et al. 2001, il coefficiente C è definito come:

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

$$a_{z,\max} = C \cdot a_{\max,s}$$

1.15 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 rinfilanco 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

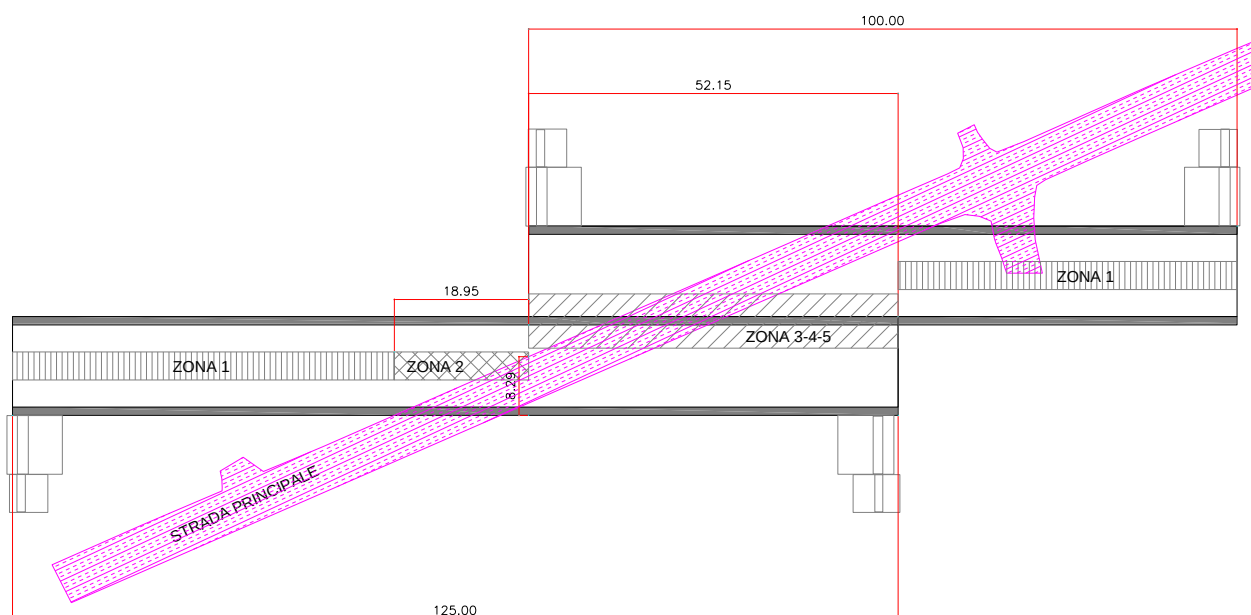
$$u = K^{-1} p$$

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.

Dopo aver esaminato le diverse configurazioni di progetto sono stati definiti i seguenti schemi di calcolo in grado di contemplare le diverse situazioni possibili:

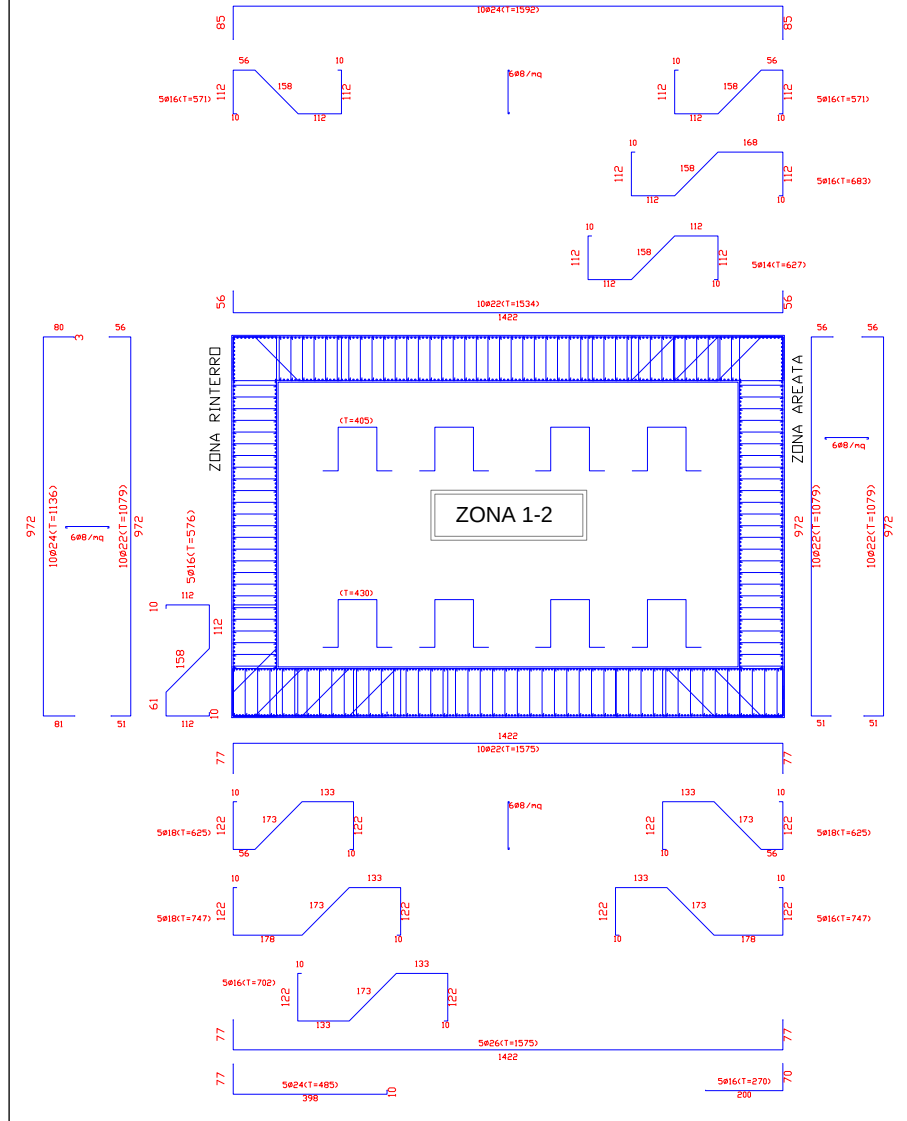
- ZONA 1) G.A. singola canna priva di sovrastante strada principale (HR=0.85m).
- ZONA 2) G.A. singola canna con sovrastante strada principale solo zona laterale (HR=0.85m).
- ZONA 3) G.A. doppia canna con sovrastante strada principale e carico QM2 al centro di una campata.
- ZONA 4) G.A. doppia canna con sovrastante strada principale e carico QM2 sul piedritto centrale.
- ZONA 5) G.A. doppia canna con sovrastante strada principale e carico QM2 adiacente piedritto laterale.



Ove non si considera la sovrastante presenza di sede stradale si considererà comunque un carico variabile di esercizio di 20.00kN/m^2 in modo da contemplare la possibile presenza di viabilità locale.

1.16 Descrizione analisi numerica e risultati

1422



1.18 Involuppo sollecitazioni nodali

Involuppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-1888.25	-1124.64	-832.09	-463.74	192.73	262.73
3.88	-213.44	77.55	-397.13	-239.15	192.73	262.73
7.15	607.07	1031.92	-207.11	-112.55	190.13	262.73
10.42	784.07	1389.59	-3.88	61.99	185.09	262.73
13.70	-106.29	218.86	568.73	973.37	180.02	262.73

Involuppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-365.05	22.49	221.92	515.27	94.27	165.08
3.78	399.76	799.90	78.06	223.31	91.74	165.08
7.15	504.94	1041.31	-80.11	-39.44	86.94	165.08
10.52	-5.33	259.68	-383.53	-192.37	82.13	165.08
13.70	-1413.72	-706.60	-669.11	-336.23	77.60	165.08

Involuppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-1888.25	-1124.64	457.06	704.73	467.37	842.28
4.93	-197.03	52.44	74.04	141.61	344.64	678.78
9.20	-365.05	22.49	-165.08	-94.27	221.92	515.27

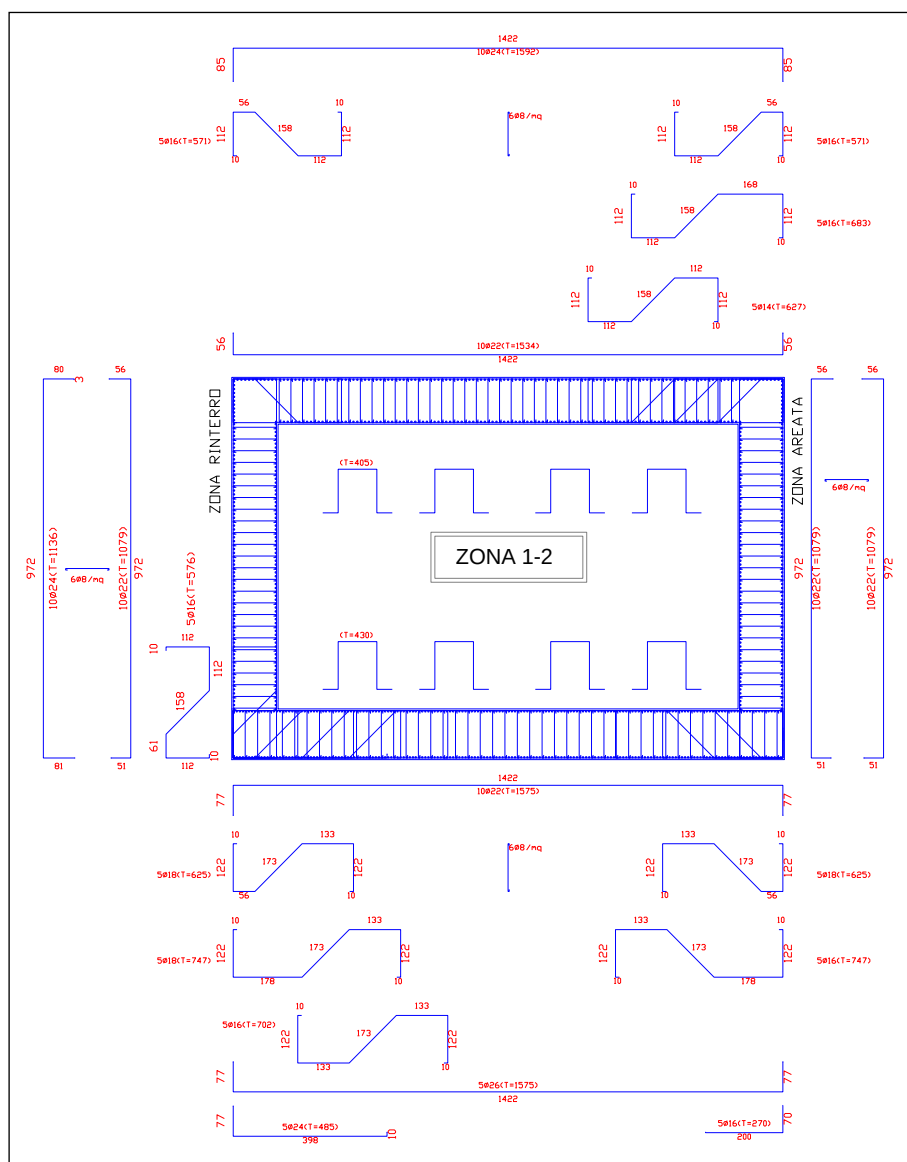
Involuppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-106.29	218.86	65.42	165.08	581.68	996.11
4.93	-708.00	-378.58	71.51	165.08	458.96	832.61
9.20	-1413.72	-706.60	77.60	165.08	336.23	669.11

9 ANALISI NUMERICHE SINGOLA CANNA (ZONA 2)

1.19 Descrizione analisi numerica

In questo caso gli schemi di carico prevedono oltre al peso proprio dello scatolare, la sovrastante presenza della strada principale, pertanto le azioni gravitazionali agenti sulla soletta di copertura saranno dovute: (i) ai carichi permanenti del rinterro e degli impianti di illuminazione ed areazione; (ii) ai carichi variabili QM1 sull'intero trasverso pari a 9.00 kN/mq e QM2 nella posizione più gravosa compatibilmente con la posizione di impronta della strada principale sulla soletta di copertura dello scatolare.



1.21 Involuppo sollecitazioni

Involuppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-1877.03	-1126.83	-838.98	-466.67	191.30	253.65
3.88	-210.23	81.94	-393.60	-239.81	191.30	253.65
7.15	611.16	1031.37	-203.20	-112.54	189.86	253.65
10.42	787.28	1384.91	-3.70	62.17	184.81	253.65
13.70	-108.49	220.63	571.66	955.90	179.74	253.65

Involuppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-433.52	17.91	224.89	522.40	95.73	174.40
3.93	419.47	875.58	72.98	269.99	91.81	174.40
7.15	511.00	1178.92	-106.71	-39.44	87.21	174.40
10.41	24.03	278.49	-407.77	-188.77	82.57	174.40
13.70	-1466.94	-711.18	-651.39	-339.21	77.88	174.40

Involuppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-1877.03	-1126.83	456.78	695.41	470.35	849.41
4.93	-225.66	49.05	73.76	140.15	347.62	685.90
9.20	-433.52	17.91	-174.40	-95.73	224.89	522.40

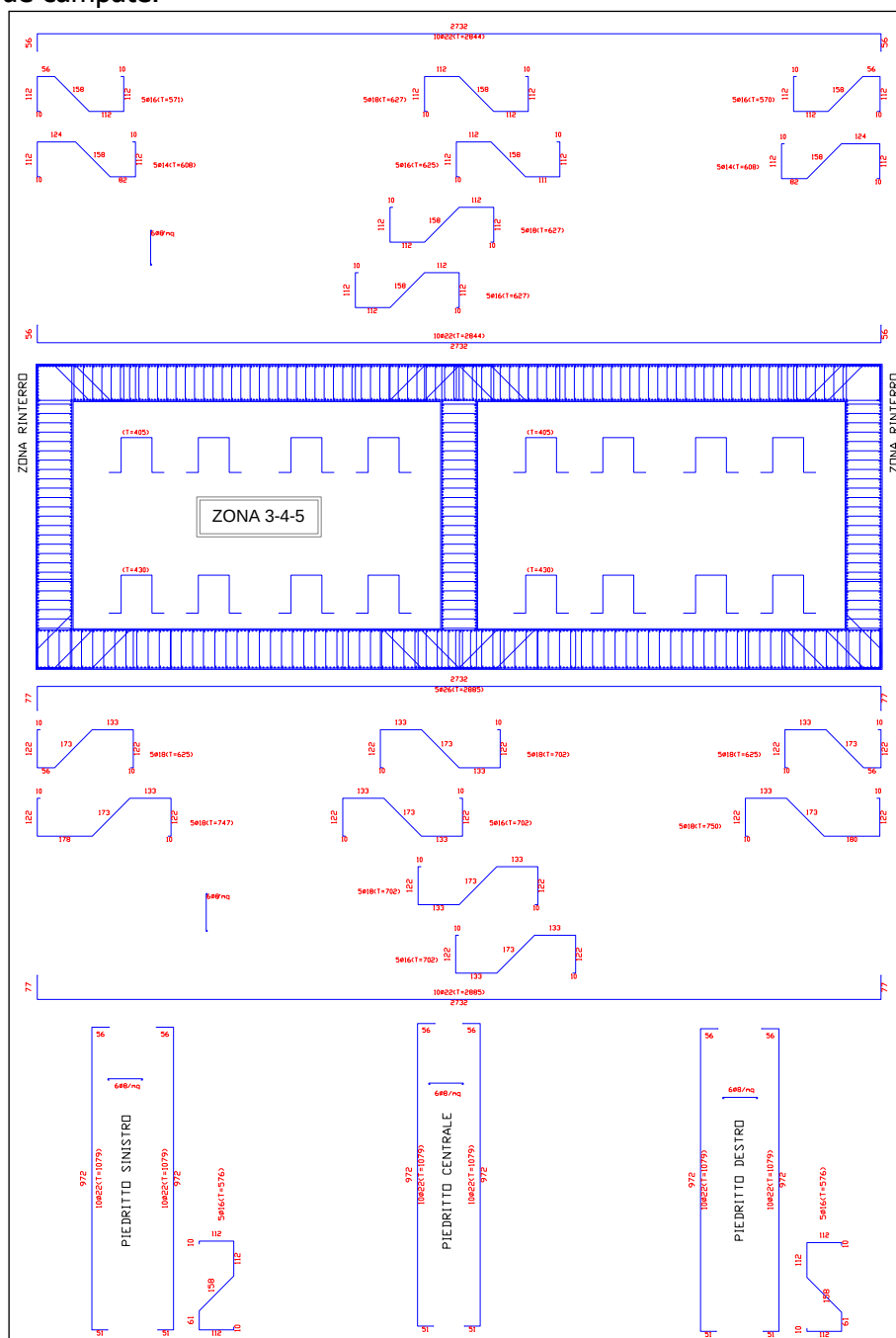
Involuppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-108.49	220.63	65.69	174.40	584.66	978.40
4.93	-721.37	-381.97	71.79	174.40	461.93	814.89
9.20	-1466.94	-711.18	77.88	174.40	339.21	651.39

10 ANALISI NUMERICHE DOPPIA CANNA (ZONA 3)

1.22 Descrizione analisi numerica

In questo caso gli schemi di carico prevedono oltre al peso proprio dello scatolare, la sovrastante presenza della strada principale, pertanto le azioni gravitazionali agenti sulla soletta di copertura saranno dovute: (i) ai carichi permanenti del rinterro e degli impianti di illuminazione ed areazione; (ii) ai carichi variabili QM1 sull'intero trasverso pari a 9.00 kN/mq e QM2 nella posizione di mezzeria di una delle due campate.



F 14. Schema Armature di Progetto ZONA 3, ZONA 4, ZONA 5

1.23 Involuppo sollecitazioni

Involuppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-1135.61	-747.87	-849.67	-504.77	387.67	547.87
7.15	421.81	709.17	22.92	52.64	387.67	547.87
13.70	-1381.96	-799.33	-738.72	-429.55	391.86	579.23
20.25	421.81	632.72	-26.40	-12.34	391.86	579.23
26.80	-1043.14	-745.81	503.37	746.56	391.86	579.23

Involuppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-901.28	-436.53	267.72	537.45	200.57	362.48
7.10	341.22	903.76	-47.11	-18.72	200.57	362.48
13.70	-1376.83	-761.62	315.20	533.36	198.32	331.11
20.25	340.23	543.03	20.97	52.45	198.32	331.11
26.80	-690.60	-436.53	-434.87	-267.72	198.32	331.11

Involuppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-1135.61	-747.87	410.63	592.14	513.17	864.45
4.93	30.15	152.21	-15.43	4.77	390.44	700.95
9.20	-901.28	-436.53	-362.48	-200.57	267.72	537.45

Involuppo sollecitazioni piedritto centrale

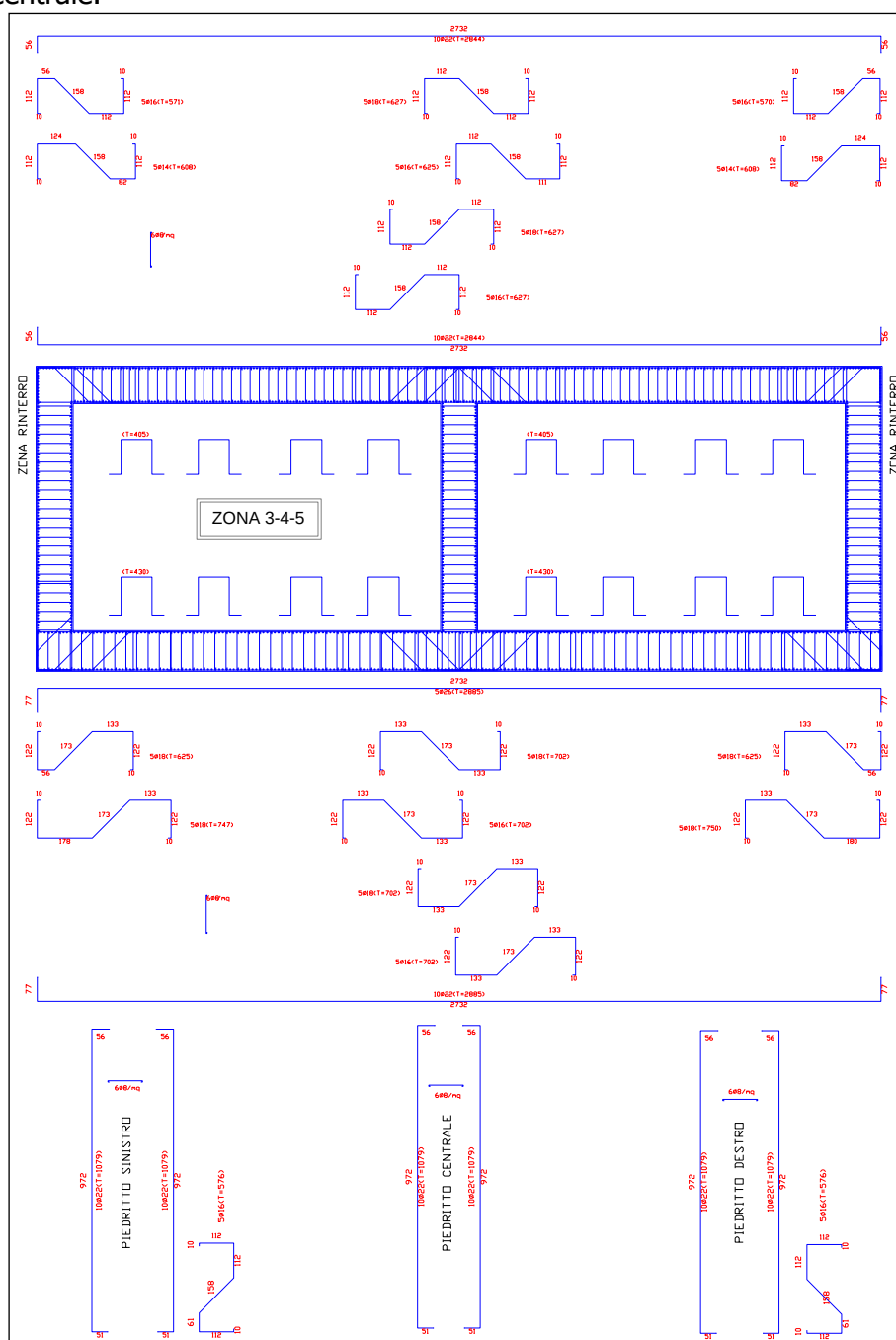
Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-69.13	26.80	-10.72	31.36	878.73	1493.00
4.93	-7.26	64.94	-4.62	31.36	756.01	1329.49
9.20	-13.16	199.01	-1.73	31.36	633.28	1165.99

Involuppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-1043.14	-745.81	-595.93	-411.07	513.17	761.87
4.93	62.24	159.98	-4.76	7.64	390.44	598.37
9.20	-690.60	-436.53	198.32	331.11	267.72	434.87

1.24 Descrizione analisi numerica

In questo caso gli schemi di carico prevedono oltre al peso proprio dello scatolare, la sovrastante presenza della strada principale, pertanto le azioni gravitazionali agenti sulla soletta di copertura saranno dovute: (i) ai carichi permanenti del rinterro e degli impianti di illuminazione ed areazione; (ii) ai carichi variabili QM1 sull'intero trasverso pari a 9.00 kN/mq e QM2 posto in corrispondenza del piedritto centrale.



F 15. Schema Armature di Progetto ZONA 3 $\equiv$ ZONA 4 $\equiv$ ZONA 5

1.25 Inviluppo sollecitazioni

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-1035.01	-744.73	-762.78	-504.77	387.59	546.14
7.15	421.81	663.50	22.92	45.59	387.59	546.14
13.70	-1424.96	-799.33	-769.26	-429.55	387.59	546.14
20.25	421.81	663.50	-27.55	-12.50	387.59	546.14
26.80	-1035.01	-744.72	503.37	760.55	387.59	546.14

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-730.93	-436.53	267.72	449.18	197.66	325.56
7.09	341.33	598.44	-36.76	-17.97	197.66	325.56
13.70	-1322.61	-761.62	315.20	617.37	197.66	325.56
20.31	341.33	598.44	17.97	36.76	197.66	325.56
26.80	-730.93	-436.53	-449.18	-267.72	197.66	325.56

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-1035.01	-744.73	408.55	575.68	513.17	776.18
4.93	57.27	156.57	-12.74	4.77	390.44	612.68
9.20	-730.93	-436.53	-325.56	-197.66	267.72	449.18

Inviluppo sollecitazioni piedritto centrale

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-26.88	26.88	-10.72	10.72	878.73	1561.75
4.93	-7.26	7.26	-4.62	4.62	756.01	1398.25
9.20	-13.16	13.16	-1.73	1.73	633.28	1234.75

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-1035.01	-744.72	-575.68	-408.55	513.17	776.18
4.93	57.27	156.57	-4.76	12.74	390.44	612.68
9.20	-730.93	-436.53	197.66	325.56	267.72	449.18

F 16. Schema Armature di Progetto ZONA 3, ZONA 4, ZONA 5

1.27 Inviluppo sollecitazioni

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-1226.71	-747.87	-909.80	-504.77	390.60	569.83
7.15	421.81	730.59	22.92	57.68	390.60	569.83
13.70	-1283.82	-799.33	-697.20	-429.55	392.61	584.99
20.25	421.81	618.41	-26.40	-12.24	392.61	584.99
26.80	-1054.58	-747.36	503.37	748.75	392.61	584.99

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.60	-818.10	-436.53	267.72	598.43	199.83	342.15
7.16	340.05	687.83	-86.14	-21.35	199.83	342.15
13.70	-1345.02	-761.62	315.20	531.09	197.82	326.99
20.25	340.23	559.97	20.97	50.18	197.82	326.99
26.80	-688.53	-436.53	-437.14	-267.72	197.82	326.99

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-1226.71	-747.87	413.93	616.79	513.17	925.44
4.93	31.40	152.21	-2.85	5.07	390.44	761.94
9.20	-818.10	-436.53	-342.15	-199.83	267.72	598.43

Inviluppo sollecitazioni piedritto centrale

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-30.16	26.80	-10.72	15.15	878.73	1424.54
4.93	-7.26	38.11	-4.62	15.15	756.01	1261.03
9.20	-13.16	102.88	-1.73	15.15	633.28	1097.53

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.65	-1054.58	-747.36	-600.49	-411.64	513.17	764.14
4.93	61.89	159.46	-4.76	7.32	390.44	600.64
9.20	-688.53	-436.53	197.82	326.99	267.72	437.14