

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



PROGETTO DEFINITIVO

NODO DI NOVARA

1^ FASE PRG DI NOVARA BOSCHETTO

Nuova Viabilità NV04 - Nuova viabilità terminale autostrada viaggiante
Relazione di calcolo tombino scatolare stradale 1.50x1.20m

SCALA:

-

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

N M 0 Y 0 0 D 1 1 C L N V 0 4 0 0 0 0 2 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE DEFINITIVA	A.Ingletti	Maggio 2021	M.Milovanovic <i>Milovanovic</i>	Maggio 2021	F.Perrone <i>Perrone</i>	Maggio 2021	D.Maranzano Maggio 2021



File: NM0Y00D11CLNV0400002A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	4
3	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
4	UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	8
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
6	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	12
7	ANALISI DEI CARICHI	13
7.1	PESI PROPRI	13
7.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI.....	13
7.3	CARICHI MOBILI (CARICO STRADALE).....	13
7.4	AZIONE DI FRENAMENTO (Q ₃).....	14
7.5	AZIONE DEL SISMA.....	15
7.6	RITIRO DEL CALCESTRUZZO	17
7.7	VARIAZIONE TERMICA	18
7.8	SPINTA STATICA DEL TERRENO	19
7.9	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE.....	19
7.10	SOVRASPINTA SISMICA	20
7.11	COMBINAZIONE DEI CARICHI	21
8	ANALISI STRUTTURALE.....	27
8.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE	27
8.2	ANALISI DEI CARICHI	29
	8.2.1 Azioni elementari applicate	30
8.3	RISULTATI DELL'ANALISI	39
8.4	VERIFICHE STRUTTURALI.....	48

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	3 di 97

8.4.1	Verifica piedritti	54
8.4.2	Verifica soletta superiore	60
8.4.3	Verifica soletta inferiore	66
9	VERIFICHE GEOTECNICHE	71
9.1.1	Verifica di capacità portante verticale	71
9.1.2	Verifica dei cedimenti	95
10	INCIDENZA	97
11	CONCLUSIONI	97

1 PREMESSA

Il presente documento viene emesso nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi alla progettazione definitiva del nodo di Novara della linea AC Torino - Venezia nella tratta di Novara Boschetto.

L'opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata "TOMBINI STRADALI", della nuova viabilità NV04.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti dalla normativa di riferimento per l'opera in esame.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nella presente relazione vengono descritte le verifiche agli Stati Limite del Tombino Idraulico al Km 0+436,00. La tipologia del tombino è di tipo scatolare rettangolare di luce interna 1.50m, con altezza netta di 1.20 m e spessore della soletta superiore e inferiore di 0.45m e spessore dei piedritti laterali di 0.5 m.

La sezione complessiva presenta quindi una larghezza di 2.50 m ed un'altezza di 2.10m e presenta una lunghezza totale di 13.75m.

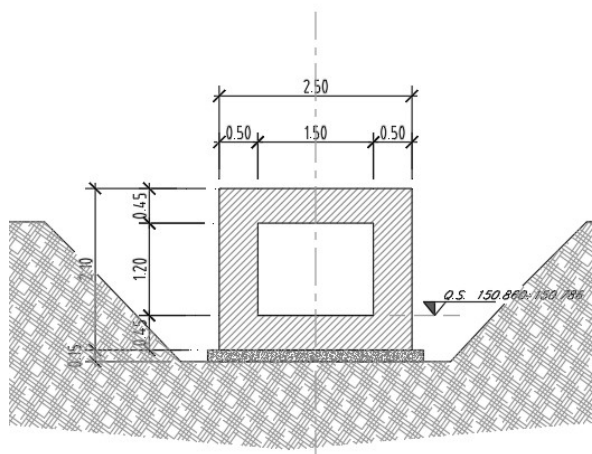


Fig. 1 - Sezione trasversale tombino idraulico

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	5 di 97

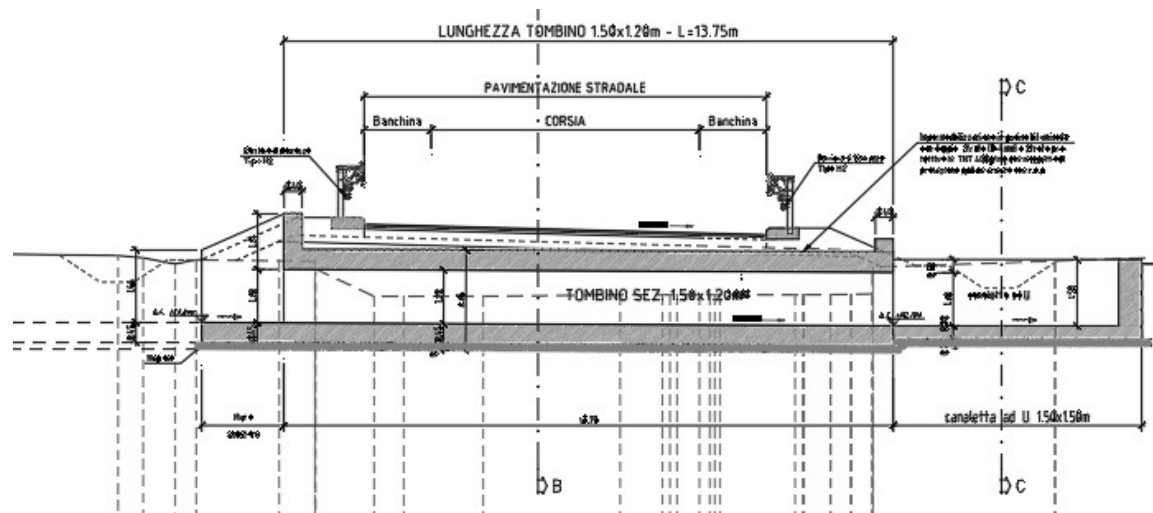


Fig. 2 - Sezione longitudinale del tombino idraulico

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	6 di 97

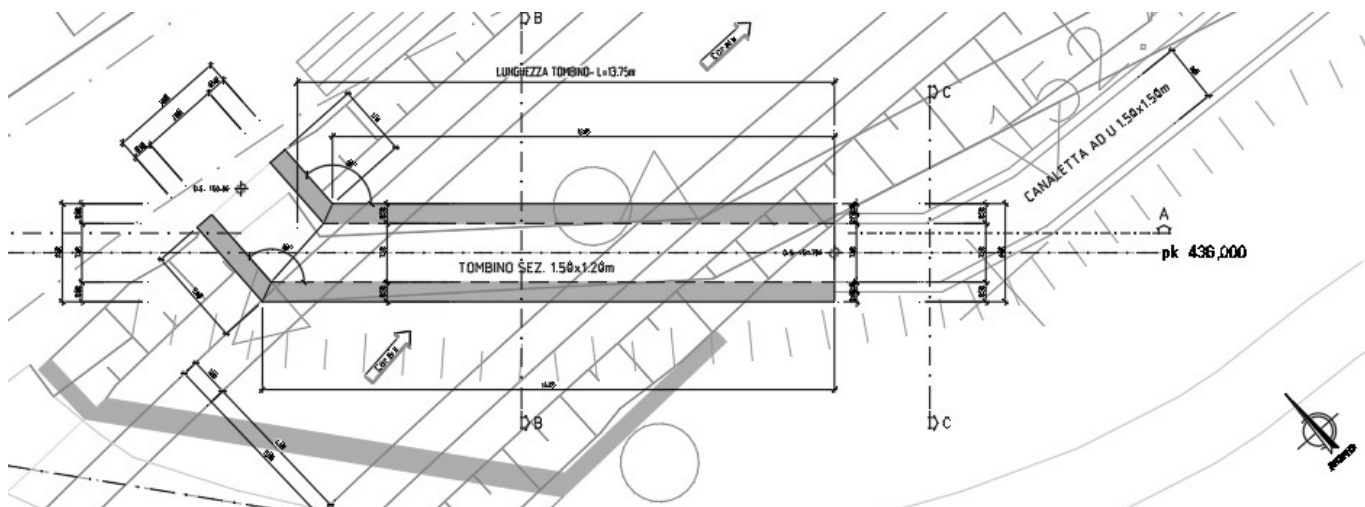


Fig. 3 - Pianta del Tombino idraulico

	LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di calcolo tombino stradale	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>NV04 0002</td> <td>A</td> <td>7 di 97</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	7 di 97
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	7 di 97								

3 **NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

1. Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.

2. Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

3. D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”

4. Circolare 21 gennaio 2019, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

5. UNI EN 1992-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali”.

6. UNI EN 1992-2 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti”.

7. UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

8. UNI EN 206-1:2014: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

9. UNI 11104: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.

10. “Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.”.

Di seguito l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Partel
- RFI DTC SI AG MA IFS 001 A Parte II sezione 1
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Parte II sezione 2
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A Parte II sezione 3
- RFI DTC SI GA MA IFS 001 A Parte II sezione 4
- RFI DTC SI CS MA IFS 002 A Parte II sezione 5
- RFI DTC SI CS MA IFS 003 A Parte II sezione 6

4 UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Unità di misura principali:

N	(Newton)	unità di forza
m	(metro)	unità di lunghezza
kg	(kilogrammo-massa)	unità di massa
s	(secondo)	unità di tempo

Unità di misura derivate:

kN	(kiloNewton)	10^3 N
MN	(megaNewton)	10^6 N
kgf	(kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
Pa (Pascal)		1 N/m ²
kPa	(kiloPascal)	10^3 N/m ²
MPa	(megaPascal)	10^6 N/m ²
kN/m ³	(peso specifico)	
g	(accelerazione di gravità)	~9.81 m/s ²

Corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ (tau)	tensione tangenziale	(N/mm ²)



LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA.
RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA.
STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO
PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	9 di 97

ε (epsilon) deformazione (m/m - adimensionale)

φ (fi) angolo di resistenza ($^{\circ}$ sessagesimali)

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO</p>												
<p>Relazione di calcolo tombino stradale</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>NV04 0002</td> <td>A</td> <td>10 di 97</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	10 di 97
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	10 di 97								

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi distinte per parte d'ora sono di seguito riportate:

Magroni

- Classe di resistenza: C12/15
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica cilindrica: $f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$
- Classe di esposizione: X0
- Classe di consistenza slump: S3
- Contenuto minimo di cemento: 150 Kg/m^3
- Rapporto A/C: ≤ 0.60
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM II/B-M 32.5 R

Strutture in c.a. in elevazione e fondazione:

- Classe di resistenza: C30/37
- Classe di esposizione: XA1
- Classe di consistenza slump: S4
- Contenuto minimo di cemento: 300 Kg/m^3
- Rapporto A/C: ≤ 0.55
- Aggregato: Conforme a UNI EN 12620
- Massima dimensione aggregato: 25 mm
- Copriferro: 40 mm
- Acqua: Conforme a UNI EN 1008
- Cemento: CEM IV/A 42.5 R
- Resistenza caratteristica cubica: $R_{ck} = 37 \text{ N/mm}^2$
- Coefficiente sicurezza SLU $\gamma_C = 1,50$
- Resistenza di calcolo a compressione SLU $f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_C = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU $f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_C = 0.96 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per strutture in conglomerato cementizio

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo tombino stradale	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO NV04 0002	REV. A

Acciaio	B450C		
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540.00	MPa
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450.00	MPa
coefficiente del materiale	γ_s	$= 1.15$	
tensione caratteristica di snervamento di calcolo	f_{yd}	≥ 391.30	MPa
Modulo elastico	E_s	$= 206\,000.00$	MPa

Per l'opera in esame si considera classe di esposizione XA1, corrispondente a condizione ambientale "Aggressiva" secondo la tabella 4.1.III dell'NTC2018.

Tab. 1 – Classi di esposizione (tab. 4.1.III – NTC2018)

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Il copriferro minimo previsto dalla Circolare 21 gennaio 2019, n. 617 (cfr. Tabella 2) per classe di esposizione Aggressiva è pari a 35mm. tale valore è riferito a costruzioni con vita nominale pari a 50 anni. Nel caso di costruzioni con vita nominale pari a 100 anni, la circolare prescrive di aumentare il copriferro di 10 mm; visto che nel caso specifico la vita nominale è pari a 75 anni, il copriferro verrà aumentato di 5 mm. Il copriferro di progetto è quindi pari a **40 mm**.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo tombino stradale	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO NV04 0002	REV. A

Tab. 2 - Copriferrì minimi in funzione delle condizioni ambientali

C _{min}	C _o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			C > C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C > C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C > C _o	C _{min} ≤ C < C _o	C > C _o	C _{min} ≤ C < C _o
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

6 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

Di seguito si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici della stratigrafia:

- Terreno - Strato 1 (0.0 ÷ 5.0 m)

Descrizione: Unità B Ghiaia eterometrica, con clasti poligenici arrotondati, con sabbia da grossolana, talora debolmente limosa.

- Coesione efficace $c' = 0$ kPa
- Resistenza non drenata $c_u = -$ kPa
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 40^\circ - 44^\circ$
- Modulo di deformabilità $E = 35-60$ MPa per $0 > z > 10$, $45-70$ MPa per $z > 10$
- Peso per unità di volume $\gamma = 20.0$ kN/m³

- Terreno – Strato 2 (5.0 ÷ 13.0 m)

Descrizione: Unità C Sabbia da media a fine con locale presenza di ghiaia e limo

- Coesione efficace $c' = 0$ kPa
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 34^\circ - 36^\circ$
- Modulo di deformabilità $E = 20-40$ MPa
- Peso per unità di volume $\gamma = 18.0-19.0$ kN/m³

Il livello di falda è a una profondità tale da non interferire nelle verifiche.

7 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano nel seguito i carichi considerati nel calcolo delle sollecitazioni sulla struttura in esame.

7.1 Pesi propri

Il peso dei differenti elementi strutturali: soletta di fondazione, piedritti e soletta di copertura viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando un peso specifico del calcestruzzo armato $\gamma_{cls}=25\text{kN/m}^3$.

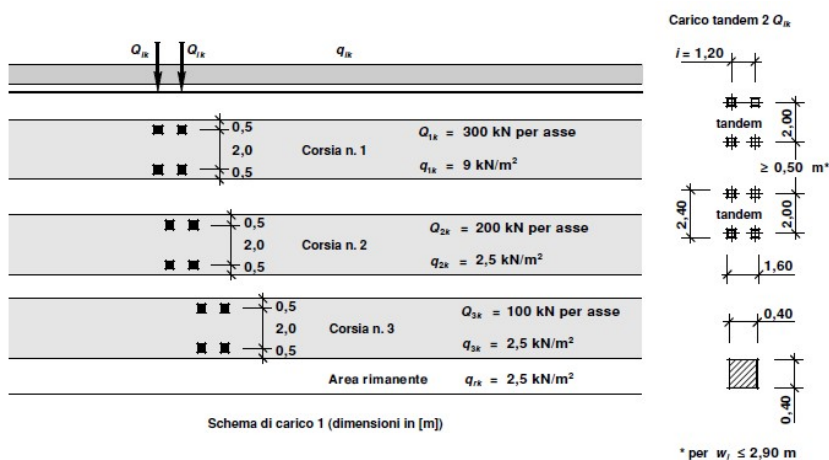
7.2 Permanenti non strutturali

Sulla soletta superiore sono stati considerati i seguenti carichi permanenti: pacchetto di pavimentazione e rinterro.

Si trascurano a vantaggio di sicurezza i carichi sulla soletta di fondazione che condurrebbero a una riduzione delle sollecitazioni.

7.3 Carichi mobili (carico stradale)

Sulla pavimentazione al di sopra dello scatolare si considerano agenti i carichi previsti dalla NTC2018: carichi tandem per corsia Q_{ik} , disposto in asse alla corsia stessa, e carichi uniformemente distribuiti q_{ik} . I carichi tandem sono applicati su due assi e a loro volta su due impronte di pneumatico di forma quadrata lato 0,40m.



	LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di calcolo tombino stradale	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>NV04 0002</td> <td>A</td> <td>14 di 97</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	14 di 97
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	14 di 97								

In senso trasversale i carichi Q_{ik} e q_{ik} sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3,00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa.

7.4 Azione di frenamento (Q_3)

La forza di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

Tale azione è applicata a quota pavimentazione e ripartita sulla soletta superiore dello scatolare.

7.5 Azione del sisma

Per l'opera d'arte di progetto viene utilizzato il valore di vita nominale $V_N=75$ anni e classe d'uso II a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.0$.

La vita di riferimento V_R è quindi pari a 75anni.

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso $C_U = 1.0$

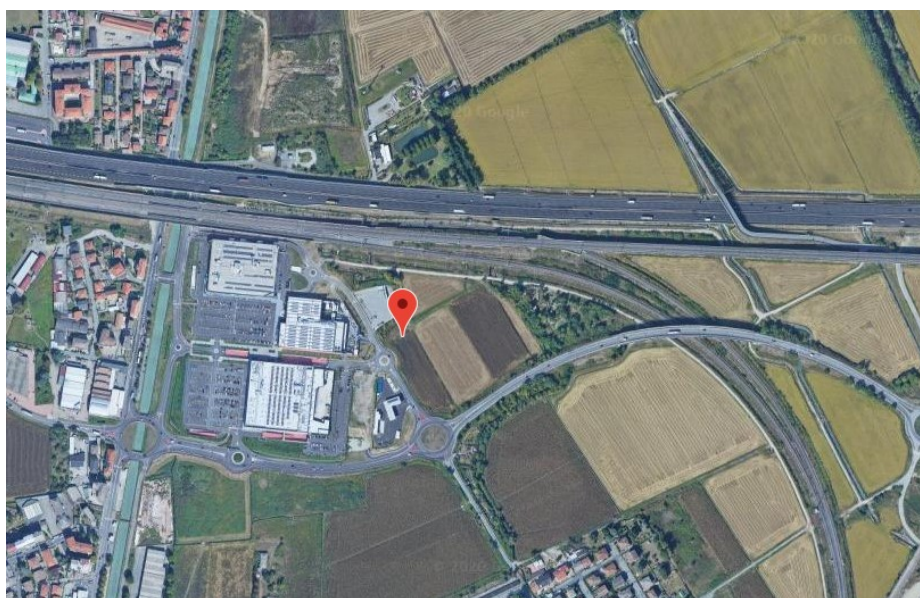
Vita nominale $V_N = 75$ anni

Categoria di suolo: B da cui il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s=1.2$

Condizione topografica: T1 da cui coefficiente di amplificazione topografica $S_t=1$

Fattore di struttura $q = 1$

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del sito web messo a disposizione dall'ACCA software per individuare la pericolosità sismica di tutte le località italiane direttamente dalla mappa (<http://www.acca.it/EdiLus-MS/>).



Dalla individuazione sulla mappa del sito in cui è ubicata l'opera sono stati determinati i seguenti parametri di pericolosità sismica.

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)
45.46739979	8.63143091
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)
45.469188	8.63248
Altitudine (mt)	152
Classe dell'edificio	II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti ▼
Vita Nominale Struttura	50 ▼
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T _r [anni]	a _g /g [-]	F _o [-]	T* _c [s]
Operatività	30	0.015	2.529	0.160
Danno	50	0.018	2.500	0.170
Salvaguardia Vita	475	0.037	2.621	0.280
Prevenzione Collasso	975	0.044	2.644	0.303

Con riferimento allo SLV l'accelerazione $a_{max}/g = a_g/g \cdot S_s \cdot S_t = 0.037 \cdot 1.2 \cdot 1.0 = 0.044$

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo tombino stradale	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO NV04 0002	REV. A

7.6 Ritiro del calcestruzzo

Gli effetti del ritiro del calcestruzzo sono valutati impiegando i coefficienti indicati al punto 11.2.10.6 delle NTC2018. La deformazione totale da ritiro è data dalla somma della deformazione per ritiro da essiccamento e della deformazione da ritiro autogeno.

Gli effetti del ritiro sono stimati come variazione termica equivalente con la seguente relazione:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) \cdot E_{cm} \cdot \alpha} =$$

Dove

$\varepsilon_s(t, t_0)$ è deformazione totale da ritiro

$\varphi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità al tempo t

α è il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo

In particolare:

Caratteristiche Calcestruzzo

R_{ck}	=	37	MPa	resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	=	30.71	MPa	resistenza a compressione caratteristica cilindrica
f_{cm}	=	38.7	MPa	resistenza cilindrica media

Caratteristiche Geometriche elemento e condizioni ambientali

A_c	=	3.45000	m ²	area della sezione in calcestruzzo
u	=	2.50	m	perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria
h_o	=	2760.0	mm	dimensione convenzionale della sezione
RH	=	60	%	umidità relativa ambientale (80% per ambienti esterni)

Ritiro

$\varepsilon_{ca}(\infty)$	=	0.000052		deformazione per ritiro autogeno a tempo infinito
t	=	27375	giorni	età del calcestruzzo al tempo t considerato
t_s	=	7	giorni	età del calcestruzzo a maturazione completata
$\beta_{as}(t)$	=	1.0000		
$\varepsilon_{ca}(t)$	=	0.000052		deformazione per ritiro autogeno al tempo t considerato
β_{RH}	=	1.2152		
ε_{c0}	=	0.00059378		deformazione da ritiro per essiccamento non contrasstato

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	18 di 97

k_h	=	0.70	coefficiente dipendente dalla dimensione convenzionale h_0
$\beta_{ds}(t, t_s)$	=	0.83	
$\varepsilon_{cd}(\infty)$	=	0.000416	deformazione per ritiro da essiccamento a tempo infinito
$\varepsilon_{cd}(t)$	=	0.000343	deformazione da ritiro per essiccamento
$\varepsilon_{cs}(t)$	=	0.0003947	deformazione totale per ritiro a tempo t

Viscosità

t_0	=	7	giorni	età del cls al momento dell'applicazione del carico
t	=	27375	giorni	età del calcestruzzo al tempo t considerato
α_1	=	0.932		coefficiente dipendente dal cls
α_2	=	0.980		coefficiente dipendente dal cls
α_3	=	0.951		coefficiente dipendente dal cls
φ_{RH}	=	1.240		fattore che include gli effetti dell'umidità relativa sul coefficiente di viscosità nominale
$\beta(f_{cm})$	=	2.700		fattore che include gli effetti della resistenza del cls sul coefficiente di viscosità nominale
$\beta(t_0)$	=	0.635		fattore che include gli effetti dell'età del cls sul coefficiente di viscosità convenzionale
φ_0	=	2.13		coefficiente di viscosità convenzionale
β_h	=	1426		coefficiente dipendente dall'umidità relativa e dalla dimensione convenzionale dell'elemento
$\beta_c(t, t_0)$	=	0.98		coefficiente che descrive l'andamento della viscosità nel tempo dopo il carico
$\varphi(t, t_0)$	=	2.094		coefficiente di viscosità al tempo t e applicazione del carico al tempo t_0
α	=	1.00E-05	°C ⁻¹	coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo
Δt_{eq}	=	-12.76	°C	variazione termica equivalente

Il ritiro è stato applicato mediante una variazione termica equivalente ΔT posta a vantaggio di sicurezza a -15° . La variazione termica equivalente è applicata alla sola soletta di copertura

7.7 Variazione termica

La variazione termica applicata sulla struttura è pari a $\Delta T = +15^\circ\text{C}$, con un variazione termica aggiuntiva a farfalla pari a $\Delta T = +5^\circ\text{C}$ applicata sulla soletta di copertura.

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001$$

7.8 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono applicate con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dallo spiccato della fondazione.

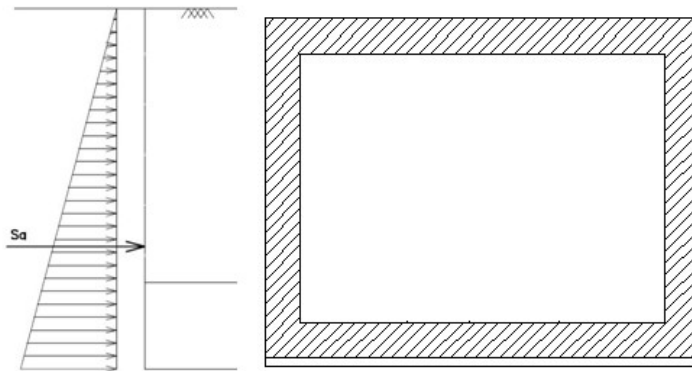


Fig. 4 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

La spinta del terreno in condizioni statiche viene calcolata con il coefficiente di spinta a riposo k_0 :

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi')$$

7.9 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

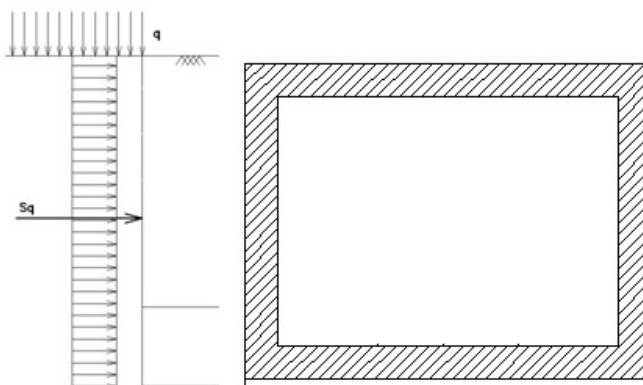


Fig. 5 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

7.10 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica. La sovrappinta sismica è calcolata con la teoria di Wood:

$$\Delta S_s = a_{max} * \gamma * H^2$$

distribuito uniformemente sull'intera altezza del piedritto, da applicare ad una quota pari ad H/2.

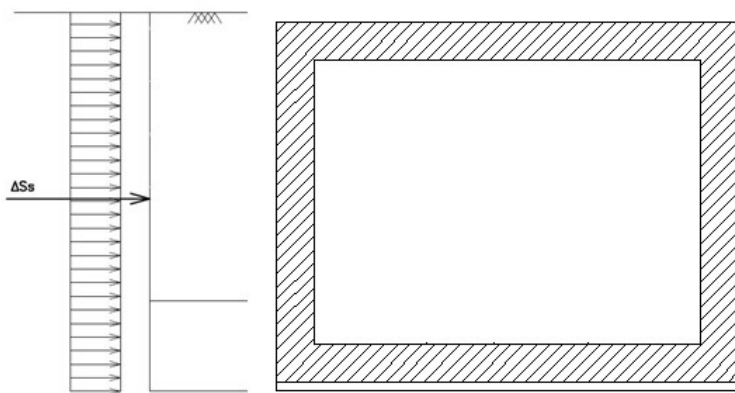


Fig. 6 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica

Si considera concomitante con l'azione sismica il 50% del carico accidentale da traffico.

7.11 Combinazione dei carichi

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione Rara (SLE irreversibile):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico stradale, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni agli SLU sono:

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Ed i coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali sono:

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_s	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_s	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	esecuzione	0,8	0,6	0,5
	T_k	0,6	0,6	0,5

Di seguito si riportano i singoli casi di carico e le combinazioni utilizzate nella modellazione:

Casi di carico:

PERM : carichi permanenti

Q1k-M : carichi da traffico concentrato (disposizione per massimizzare il momento)

Q1K-T : carichi da traffico concentrato (disposizione per massimizzare il taglio)

Q2-M : carichi da traffico distribuito (disposizione per massimizzare il momento)

Q2-T : carichi da traffico distribuito (disposizione per massimizzare il taglio)

Q3 : azione longitudinale di frenamento

SPTSx : spinta del terreno sulla parete sx

SPTDx : spinta del terreno sulla parete dx

SPACCSx: spinta del carico accidentale sulla parete sx

SPACCDx: spinta del carico accidentale sulla parete dx

TERM : termica

RITIRO : ritiro

SISMAH : azione sismica

SISDX : incremento sismico della spinta del terreno

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	25 di 97

Da quanto suddetto la matrice delle combinazioni considerata nell'analisi è di seguito riportata.

	PERM	PERM-G2	Q1-M	Q1-T	Q2	Q3	SPTSX	SPTDX	SPW	SPACCSX	SPACCDX	TERM	RITIRO	SISMAH	SPSDX
01S1-11M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
02S1-11T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
03S1-12M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
04S1-12T	1.35	1.50	0.00	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
05S1-13M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
06S1-13T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
07S1-14-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
08S1-15-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.35	0.9	0.0	0.0	0.0
09S1-21M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
10S1-21T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
11S1-22M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
12S1-22T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
13S1-23M	1.35	1.50	1.35	0.0	1.35	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
14S1-23T	1.35	1.50	0.0	1.35	1.35	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
15S1-24-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.00	0.0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
16S1-25-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.00	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.35	-0.9	1.2	0.0	0.0
17S1T11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
18S1T11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
19S1T12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
20S1T12T	1.35	1.50	0.00	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
21S1T13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
22S1T13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
23S1T14-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
24S1T15-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
25S1T21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
26S1T21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
27S1T22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
28S1T22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
29S1T23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
30S1T23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
31S1T24-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
32S1T25-	1.35	1.50	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
33S2-11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
34S2-11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0
35S2-12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
36S2-12T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
37S2-13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
38S2-13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	0.9	0.0	0.0	0.0
39S2-21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
40S2-21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.9	1.2	0.0	0.0
41S2-22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
42S2-22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
43S2-23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	1.35	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
44S2-23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	1.35	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	-0.9	1.2	0.0	0.0
45S2T11M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
46S2T11T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0
47S2T12M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
48S2T12T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
49S2T13M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
50S2T13T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	1.5	0.0	0.0	0.0
51S2T21M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
52S2T21T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-1.5	1.2	0.0	0.0
53S2T22M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
54S2T22T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.35	1.35	1.35	1.01	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
55S2T23M	1.35	1.50	1.01	0.0	0.54	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
56S2T23T	1.35	1.50	0.0	1.01	0.54	0.0	1.00	1.35	1.35	0.0	1.01	-1.5	1.2	0.0	0.0
57SED1-	1.00	1.00	0.50	0.00	0.50	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.5	0.5	0.0	1.0	1.0
58SED2-	1.00	1.00	0.50	0.00	0.50	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.5	-0.5	1.0	1.0	1.0
59Q1-11-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
60Q1-12-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
61Q1-13-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
62Q1-21-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	26 di 97

	PERM	PERM-G2	Q1-M	Q1-T	Q2	Q3	SPTSX	SPTDX	SPW	SPACCSX	SPACCDX	TERM	RITIRO	SISMAH	SPSDX
63Q1-22-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
64Q1-23-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
65F1-11M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
66F1-11T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	0.70	0.70	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0
67F1-12M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
68F1-12T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
69F1-13M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
70F1-13T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
71F1-14-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
72F1-15-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.75	0.5	0.0	0.0	0.0
73F1-21M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
74F1-21T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	0.70	0.70	0.0	0.0	-0.5	1.0	0.0	0.0
75F1-22M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
76F1-22T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
77F1-23M	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
78F1-23T	1.00	1.00	0.0	0.75	0.40	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
79F1-24-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
80F1-25-	1.00	1.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.70	1.00	1.00	0.0	0.75	-0.5	1.0	0.0	0.0
81C025-	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.6	1.0	0.0	0.0
82C025-	1.00	1.00	1.00	0.0	1.00	0.0	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	-0.6	1.0	0.0	0.0
83C025-	1.00	1.00	0.75	0.0	0.40	1.0	1.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.6	1.0	0.0	0.0
84C025-	1	1.00	0.75	0	0.4	1	1	1	1	0	0.75	-0.6	1	0	0

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO</p>												
<p>Relazione di calcolo tombino stradale</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>NV04 0002</td> <td>A</td> <td>27 di 97</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	27 di 97
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	27 di 97								

8 ANALISI STRUTTURALE

L'analisi è stata condotta mediante l'ausilio del software SAP2000 con codice di calcolo F.E.M. (Finite Element Method) capace di gestire analisi lineari e non lineari. Dal modello sono state dedotte, per le combinazioni di calcolo statiche e sismiche descritte in precedenza, le sollecitazioni compressive agenti sugli elementi strutturali al fine di procedere con le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento.

Convenzione assi

x = asse trasversale dello scatolare

y = asse longitudinale dello scatolare

z = asse verticale dello scatolare

8.1 Modellazione strutturale

Il modello di calcolo attraverso il quale viene discretizzata la struttura è quello di telaio chiuso. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione vengono inserite molle alla Winkler.

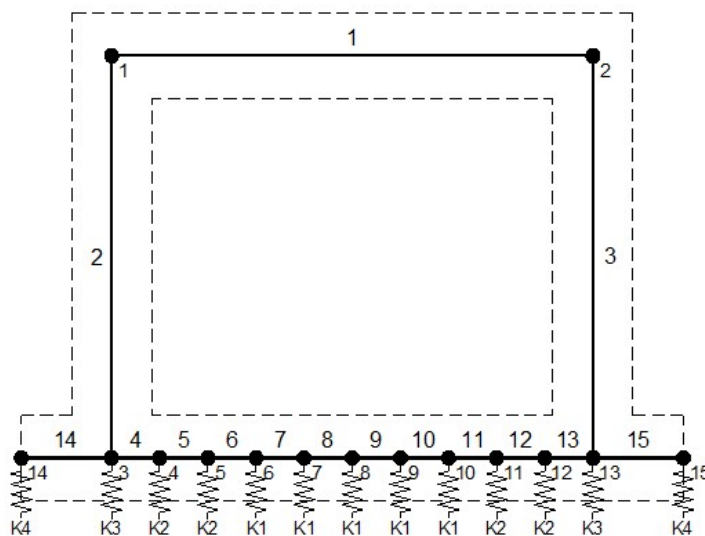


Fig. 7 – Modello di calcolo e numerazione delle aste

La soletta inferiore viene divisa in elementi per poter schematizzare, tramite molle applicate, l'interazione terreno- struttura. In funzione dello stato di sollecitazione, si differenziano le rigidezze delle

molle verso il piedritto. In mezzeria alla soletta di fondazione è inserito vincolo per impedire spostamenti orizzontali.

Il coefficiente di sottofondo alla Winkler viene determinato con la seguente relazione di Vesic:

$$k_v = \frac{0.65}{B} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}} \frac{E_s}{1 - \mu^2}$$

Dove:

$E_s^1 = 47.5 \text{ MPa}$	modulo elastico del terreno
$\nu = 0.3$	coefficiente di Poisson
$B = 2.50 \text{ m}$	larghezza della fondazione
$H = 0.45 \text{ m}$	spessore della fondazione
$L = 13.75 \text{ m}$	estensione della fondazione
$E_f = 33 \text{ GPa}$	modulo elastico del cls
I_f	Inerzia della sezione della fondazione
$K_w = 29537.6 \text{ KN/m}^3$	coefficiente di sottofondo alla Winkler

Per la rigidità delle molle, nell'opera in esame si considera un modulo di reazione verticale K_w pari a 29537.6 kN/m^3 . Con questo valore si ricavano i valori delle singole molle:

Rigidezze molle

Interasse molle	$i = (0.50/2 + 1.50 + 0.50/2) / 10 =$	0.20	m
Molle centrali	$K1 = 29537.6442218962 \cdot 0.20 =$	5,908	kN/m
Molle intermedie	$K2 = 1.5 \cdot 29537.6442218962 \cdot 0.20 =$	8,861	kN/m
Molle laterali	$K3 = 2.0 \cdot 29537.6442218962 \cdot (0.20/2 + 0.50/2) =$	20,676	kN/m
Molle risolto	$K4 = -$	0	kN/m

8.2 Analisi dei carichi

Geometria e caratteristiche dei materiali

Caratteristiche materiali e terreno

Calcestruzzo armato - Peso specifico	γ	25	kN/m ³
Calcestruzzo armato - Tipo		C30/37	
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cubica	R_{ck}	37	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Res. caratt. cilindrica	f_{ck}	30.7	N/mm ²
Calcestruzzo armato - Modulo elastico	E	33000	N/mm ²
Pacchetto stradale - Peso specifico	γ_p	22	kN/m ³
Terreno del rilevato - Peso specifico (saturo=asciutto)	γ	19	kN/m ³
Terreno del rilevato - Angolo di attrito	ϕ	35	°
Terreno di fondazione - Modulo elastico	E_t	47500	kPa
Terreno di fondazione - costante di sottofondo Vesic	K_w	29537.6	kN/m ³
Condizioni ambientali per ver. a fessurazione		aggressive	
profondità falda	z_w	15	m
peso specifico acqua	γ_w	10	kN/m ³

Ricoprimento

Spessore pacchetto stradale	H_p	0.4	m
Spessore del rinterro	H_r	0	m

Geometria

Spessore soletta superiore	S_s	0.45	m
Spessore soletta di fondazione	S_f	0.45	m
Spessore piedritti	S_p	0.50	m
Altezza netta	H_{int}	1.20	m
Larghezza netta	L_{int}	1.50	m
Lunghezza risvolti sol. inf.	L_r	0.00	m
Rapporto tra estensione scatolare e base	L/B	5.50	

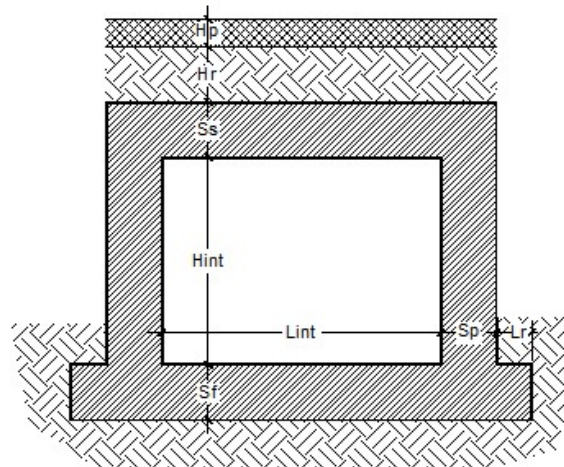


Fig. 8 - : Geometria del modello

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	30 di 97

8.2.1 Azioni elementari applicate

Carichi permanenti

Soletta superiore				
Peso pacchetto stradale	Ps	$0,40 \cdot 22 =$	8.80	kN/m ²
Peso del rinterro	Pr	$0,00 \cdot 19 =$	0.00	kN/m ²
Totale			8.80	kN/m²
Risvolti soletta inferiore				
Peso pacchetto stradale	Ps	-	0.00	kN/m ²
Peso del rinterro	Pr	-	0.00	kN/m ²
Totale			0.00	kN/m²

Carichi accidentali sulla copertura

Tandem				
Ldiffusione x			1.60	m
Ldiffusione y			2.40	m
Impronta di carico x	Ld1	$1,60 + 2 \cdot (0,40 + (0,00) \cdot \text{TAN}(35^\circ) + 0,45/2) =$	2.61	m
Impronta di carico y	Ld2	$2,40 + 2 \cdot (0,40 + (0,00) \cdot \text{TAN}(35^\circ) + 0,45/2) =$	3.41	m
Impronta sull'impalcato		$2,61 \cdot 3,41 =$	8.90	m ²
carico q1 (totale)			600	kN
carico q1 (ripartito)	Q _{1k}	$600 / 8,90 =$	67.41	kN/m²
Carico distribuito				
	Ld3	$3,00 + 2 \cdot (0,40 + (0,00) \cdot \text{TAN}(35^\circ) + 0,45/2) =$	4.01	m
	q _{1k}	$9,00 \cdot (3,00 / 4,01) =$	6.73	kN/m²

Frenamento q3

q3	q3	$(180 < 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w \cdot L < 900 \text{ kN}) / (Ld3)$	26.67	kN/m
----	----	--	--------------	-------------

Azione termica

Variazione termica uniforme	ΔT_U		15	°
Variazione termica a farfalla	ΔT_F		5	°
Variazione termica uniforme di calcolo	ΔT_{U^*}	15	15	°
Variazione termica a farfalla di calcolo	ΔT_{F^*}	5	5.00	°

Ritiro (applicato alla soletta superiore)

ΔT_R		-15	°
--------------	--	------------	---

Spinta del terreno

K0		$1 - \text{sen}(35^\circ) =$	0.426	
Spinta alla quota di estradosso sol. sup.	p1	$0,426 \cdot 8,80 =$	3.75	kN/m ²
Spinta in asse sol. sup.	p2	$0,426 \cdot (8,80 + 19 \cdot 0,45/2) =$	5.58	kN/m²
Spinta alla quota di falda o metà altezza	p5		12.26	kN/m²
Spinta in asse sol. inf.	p3	$0,426 \cdot [8,80 + 19 \cdot (0,45/2 + 1,20 + 0,45/2)] =$	18.94	kN/m²
spinta falda in asse sol. Inf	p3W		0.00	kN/m²
Spinta alla quota di intradosso sol. inf.	p4	$0,426 \cdot [8,80 + 19 \cdot (0,45/2 + 1,20 + 0,45)] =$	20.77	kN/m ²
spinta falda alla quota di intradosso sol. inf.	p4W		0.00	kN/m ²
Spinta semispessore sol. sup.	F1	$(3,75 + 5,58) / 2 \cdot 0,45/2$	1.05	kN/m
Spinta semispessore sol. inf.	F2	$(18,94 + 20,77) / 2 \cdot 0,45/2$	4.47	kN/m
Spinta falda semispessore sol. inf.	F2W		0.00	kN/m

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	31 di 97

Spinta del carico accidentale

Spinta dovuta al q1

$$p = 0.426 \cdot (67.41 + 6.73) = \mathbf{31.62 \text{ kN/m}^2}$$

Sisma orizzontale

Stato limite

Salvaguardia della vita - SLU -

SLV

Vita nominale

V_N

75 anni

Classe d'uso

C_U

II

Coefficiente C_U

C_U

1

Periodo di riferimento

V_R

75 anni

accelerazione orizzontale

a_o/g

0.041

amplificazione spettrale

F_o

2.634

Categoria sottosuolo

A, B, C, D, E

B

Coeff. Amplificazione stratigrafica

S_s

1.200

Coeff. Amplificazione topografica

S_t

1

Coefficiente S

$S = S_s \cdot S_t$

1.200

accelerazione orizzontale max

$a_{max}/g = a_o/g \cdot S$

0.049

Fattore di struttura

q

1.00

Forza orizz. sul s. di cop. dovuta a perm+0.2acc.

$$FH_s = 0.049 \cdot (0.45 \cdot 25 + 8.80 + 0.2 \cdot 74.14) / 1.00 =$$

1.72 kN/m²

Forza orizz. sui piedritti

$$FH_p = 0.049 \cdot (0.50 \cdot 25) / 1.00 =$$

0.62 kN/m²

Spinta del terreno in fase sismica

Coefficiente sismico orizzontale

$k_h = a_{max}/g$

0.049

Coefficiente sismico verticale

$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

0.025

Risultante della spinta sismica

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot [(H_{int} + S_s + S_f + H_r)^2]$$

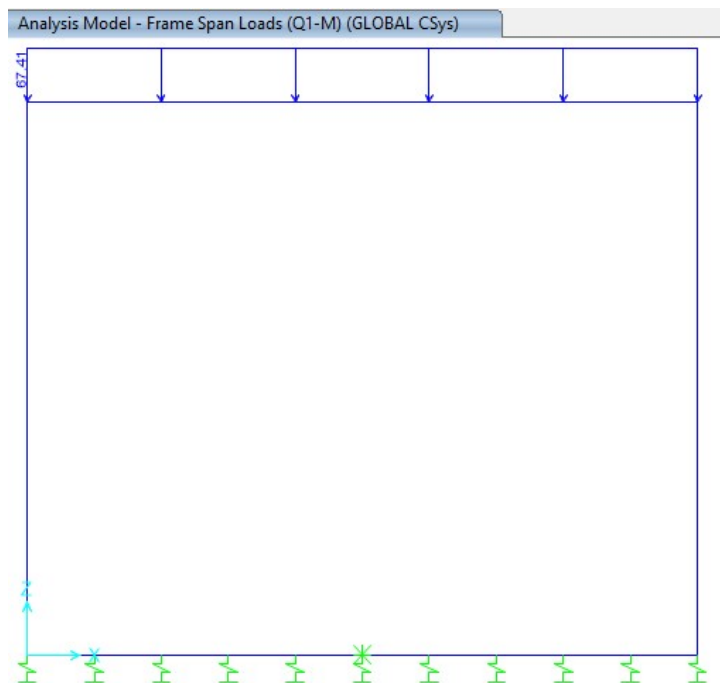
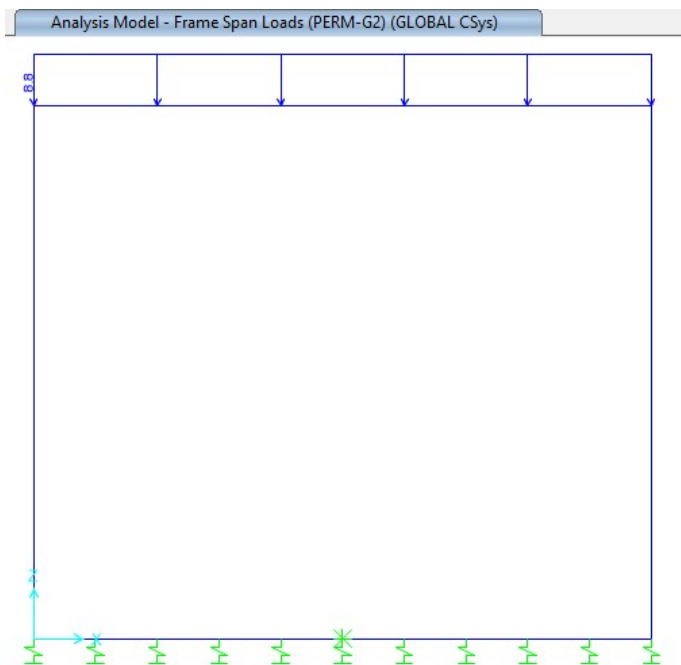
4.1 kN/m

Pressione risultante

$$\Delta p_E = \Delta S_E / [(H_{int} + S_s + S_f / 2)]$$

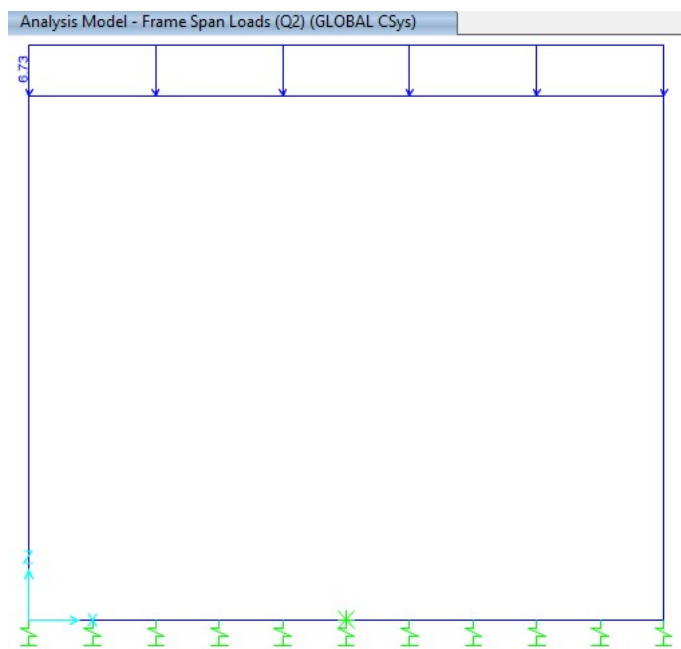
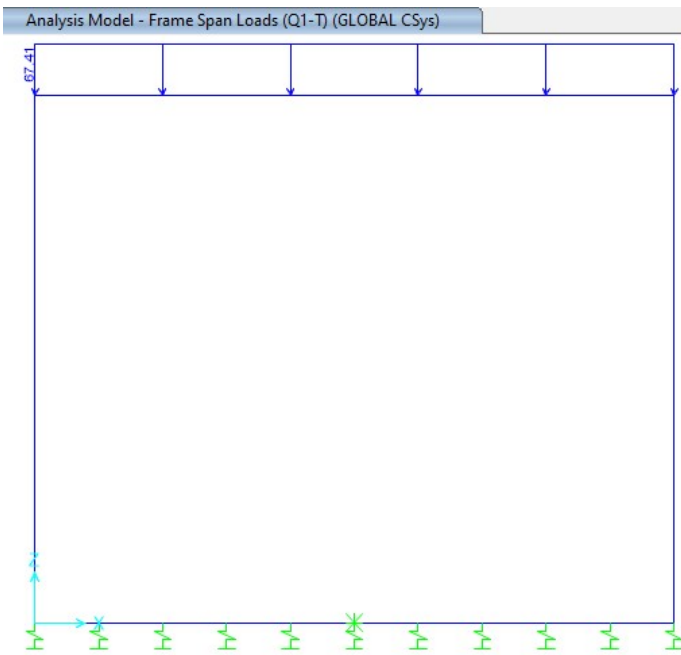
2.5 kN/m²

Nelle immagini che seguono si riportano i principali carichi applicati al modello.



Relazione di calcolo tombino stradale

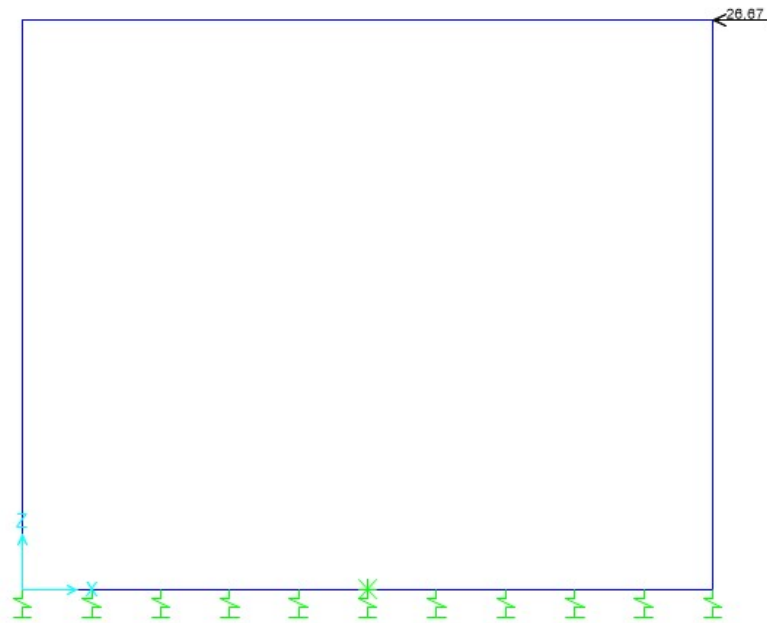
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	33 di 97



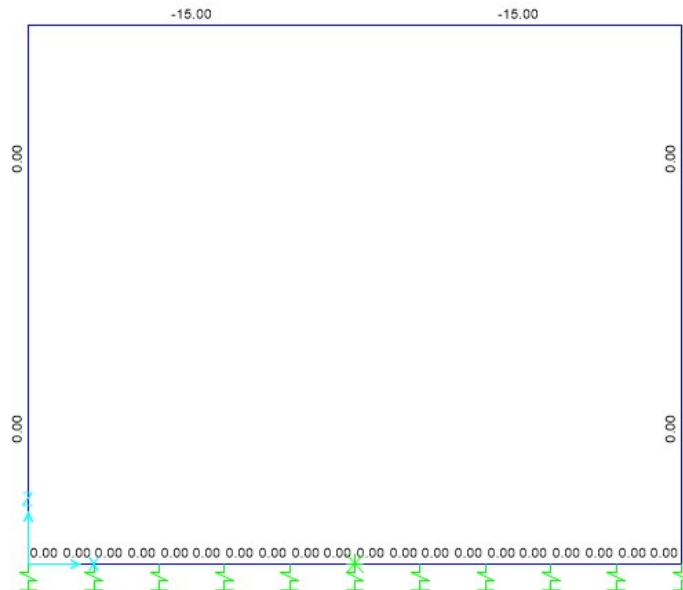
Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	34 di 97

Analysis Model - Joint Loads (Q3) (GLOBAL CSys)



Analysis Model - Frame Temperatures (RITIRO)



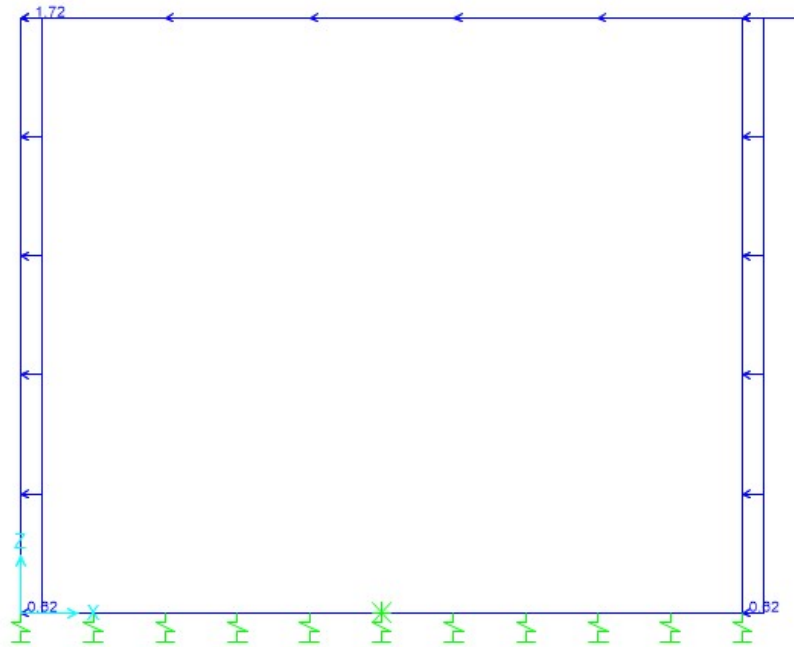


LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA.
RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA.
STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO
PROGETTO ESECUTIVO

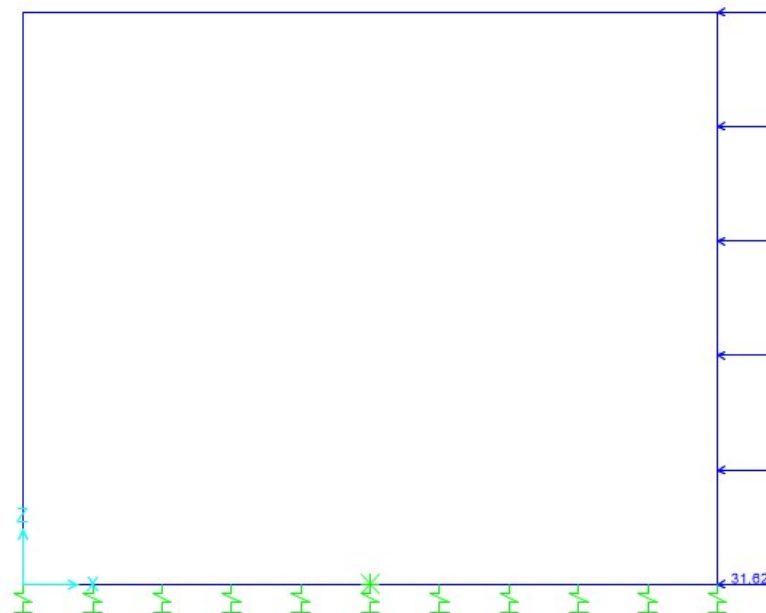
Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	35 di 97

Analysis Model - Frame Span Loads (SISMAH) (GLOBAL CSys)



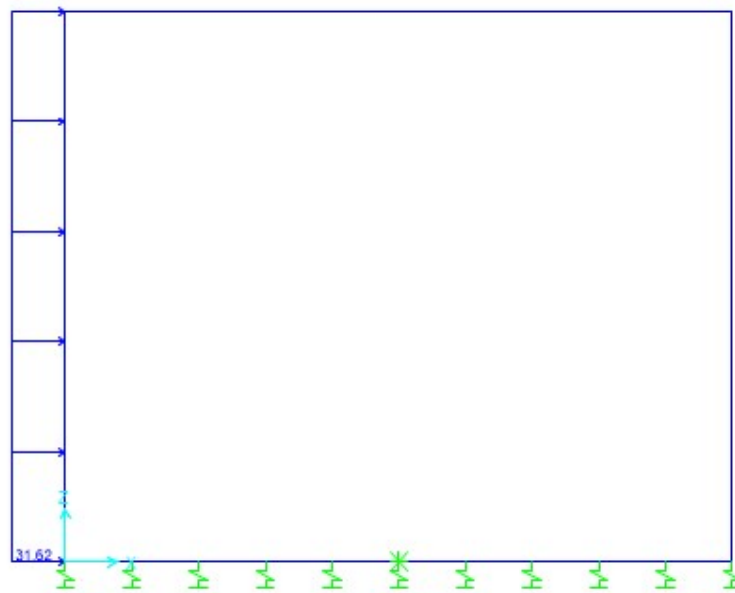
Analysis Model - Frame Span Loads (SPACCDX) (GLOBAL CSys)



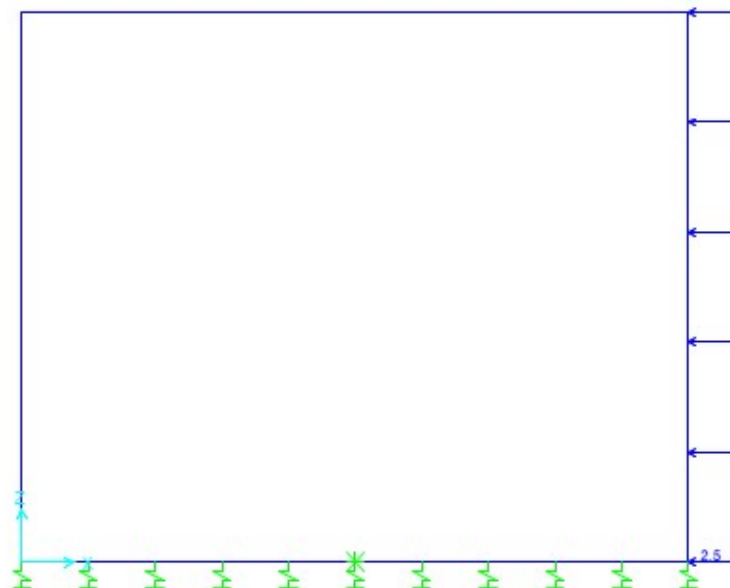
Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	36 di 97

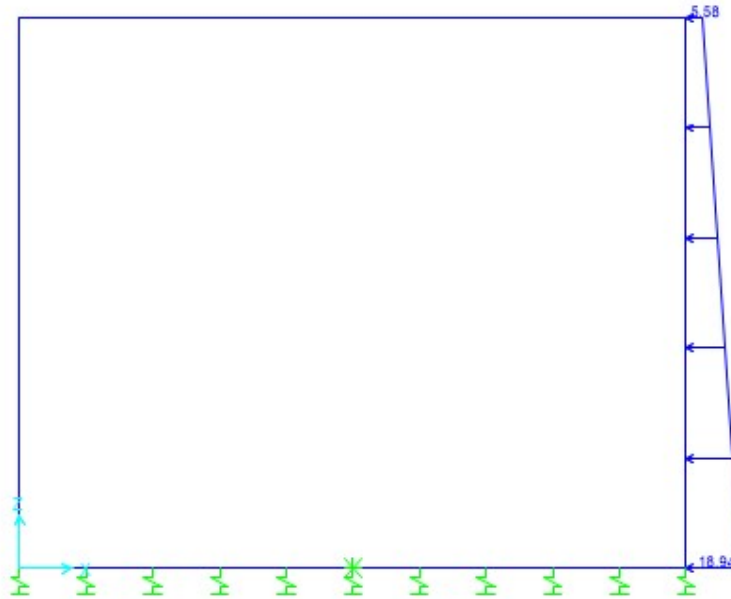
Analysis Model - Frame Span Loads (SPACCSX) (GLOBAL CSys)



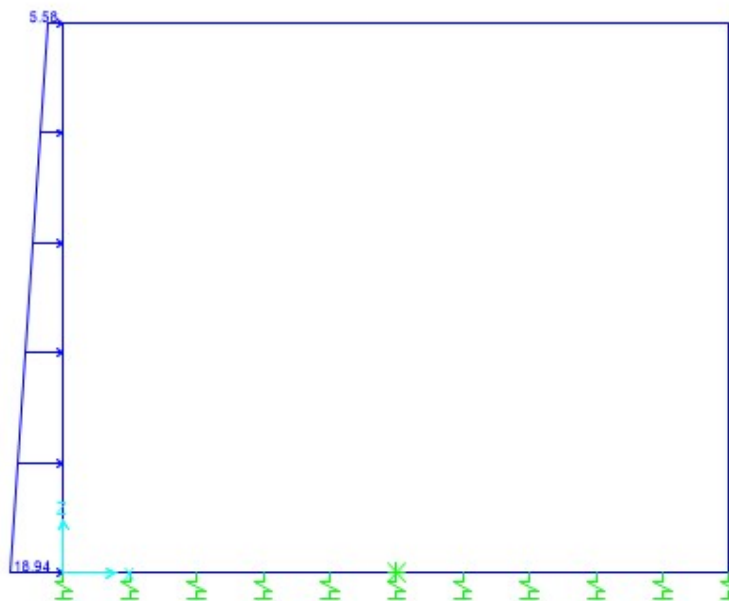
Analysis Model - Frame Span Loads (SPSDX) (GLOBAL CSys)



Analysis Model - Frame Span Loads (SPTDX) (GLOBAL CSys)



Analysis Model - Frame Span Loads (SPTSX) (GLOBAL CSys)



8.3 Risultati dell'analisi

Nelle immagini che seguono si riportano gli involuipi delle sollecitazioni per SLU e SLE.

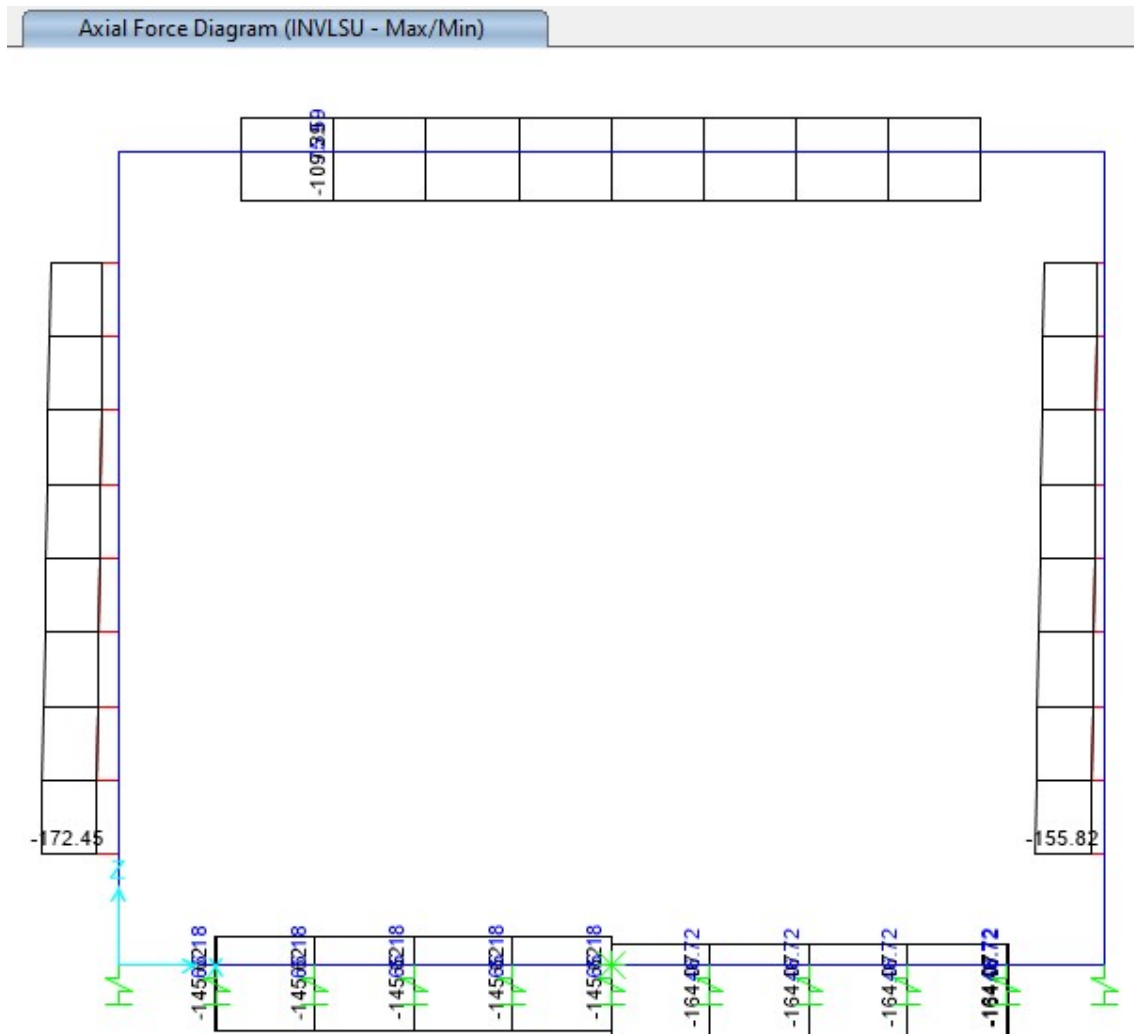


Fig. 9 - Sforzo Normale – Involuppo SLU

Moment 3-3 Diagram (INVLSU - Max/Min)

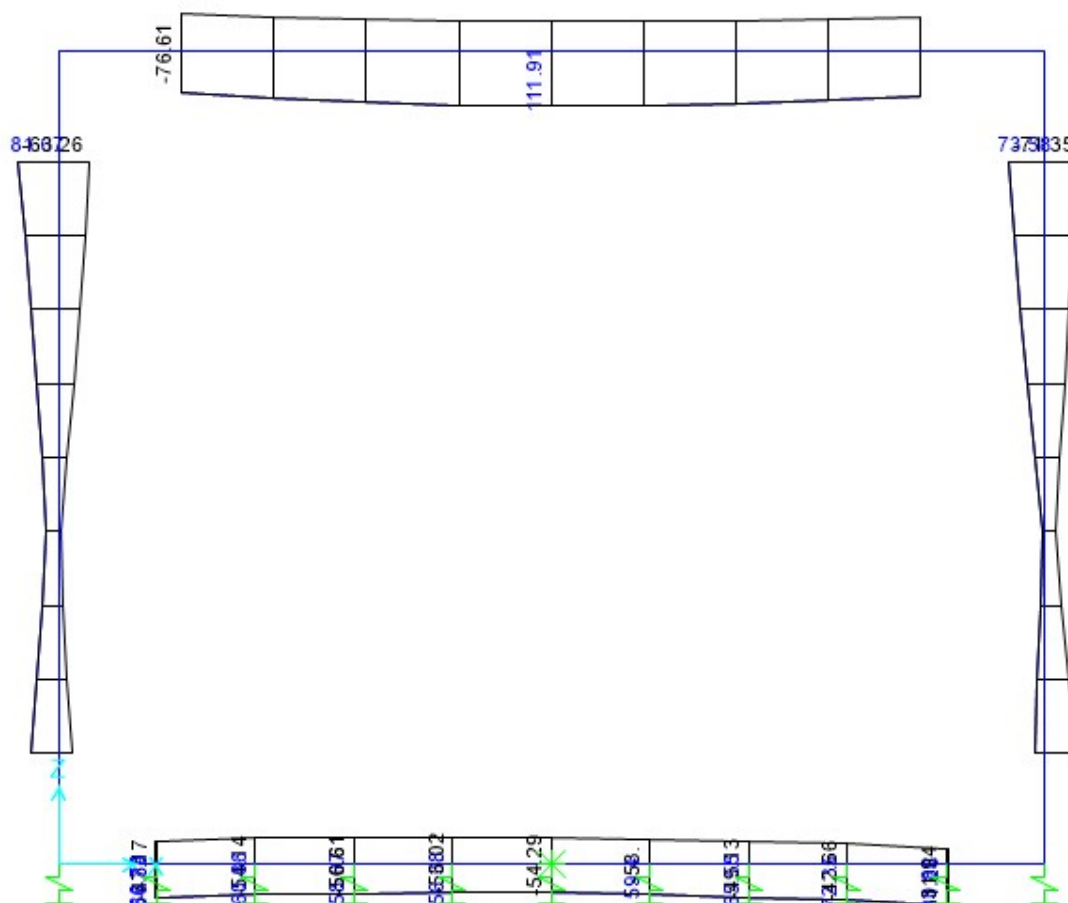


Fig. 10 - Momento flettente – Involuppo SLU

Shear Force 2-2 Diagram (INVLSU - Max/Min)

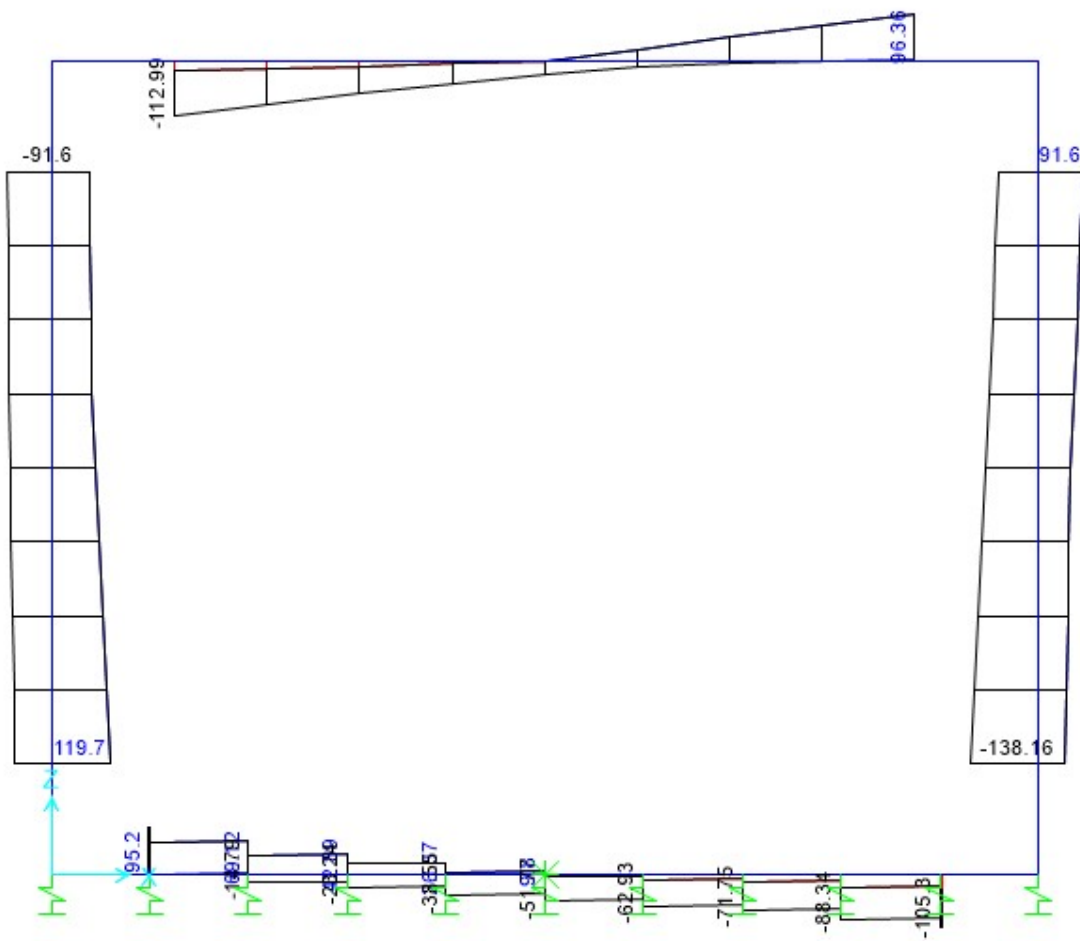


Fig. 11 - Taglio – Involuppo SLU

Axial Force Diagram (INVFR - Max/Min)

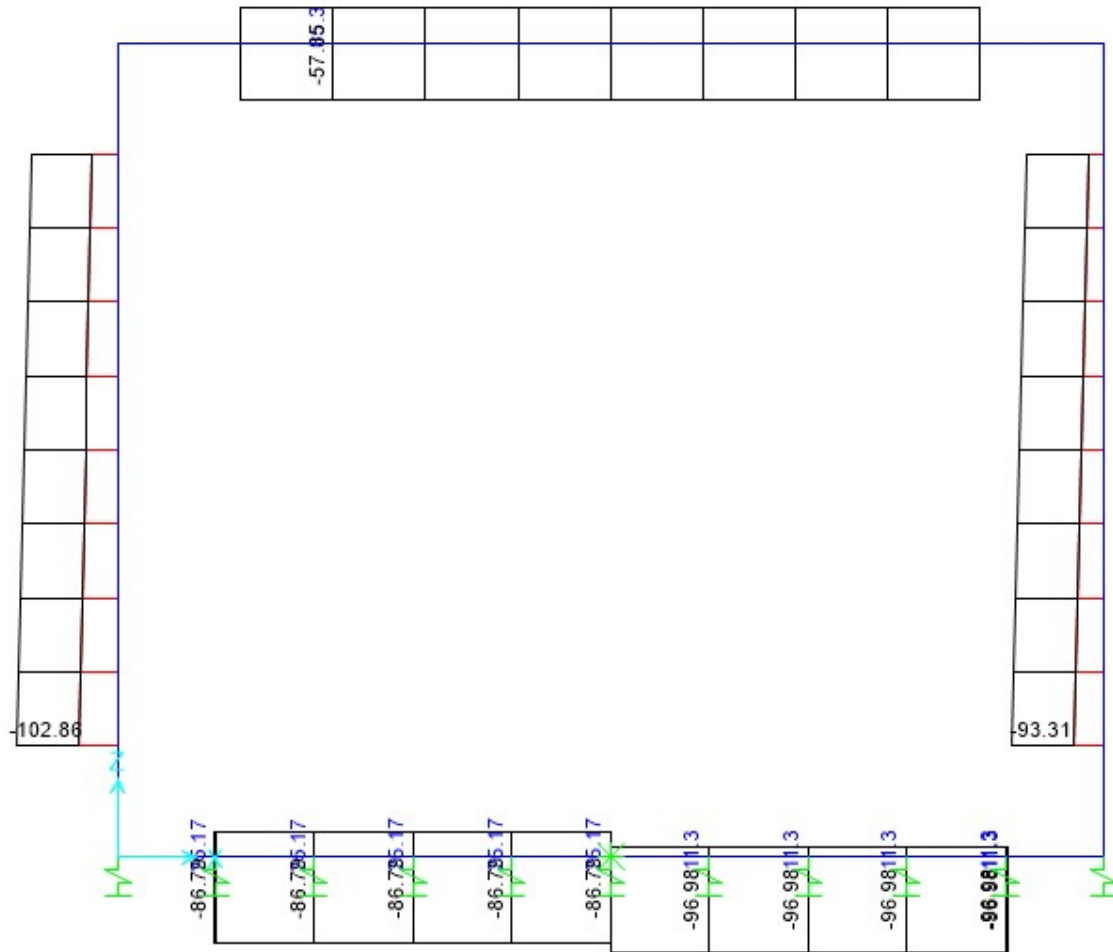


Fig. 12 - Sforzo Normale – Involuppo SLE-(Freq)

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	43 di 97

Moment 3-3 Diagram (INVER - Max/Min)

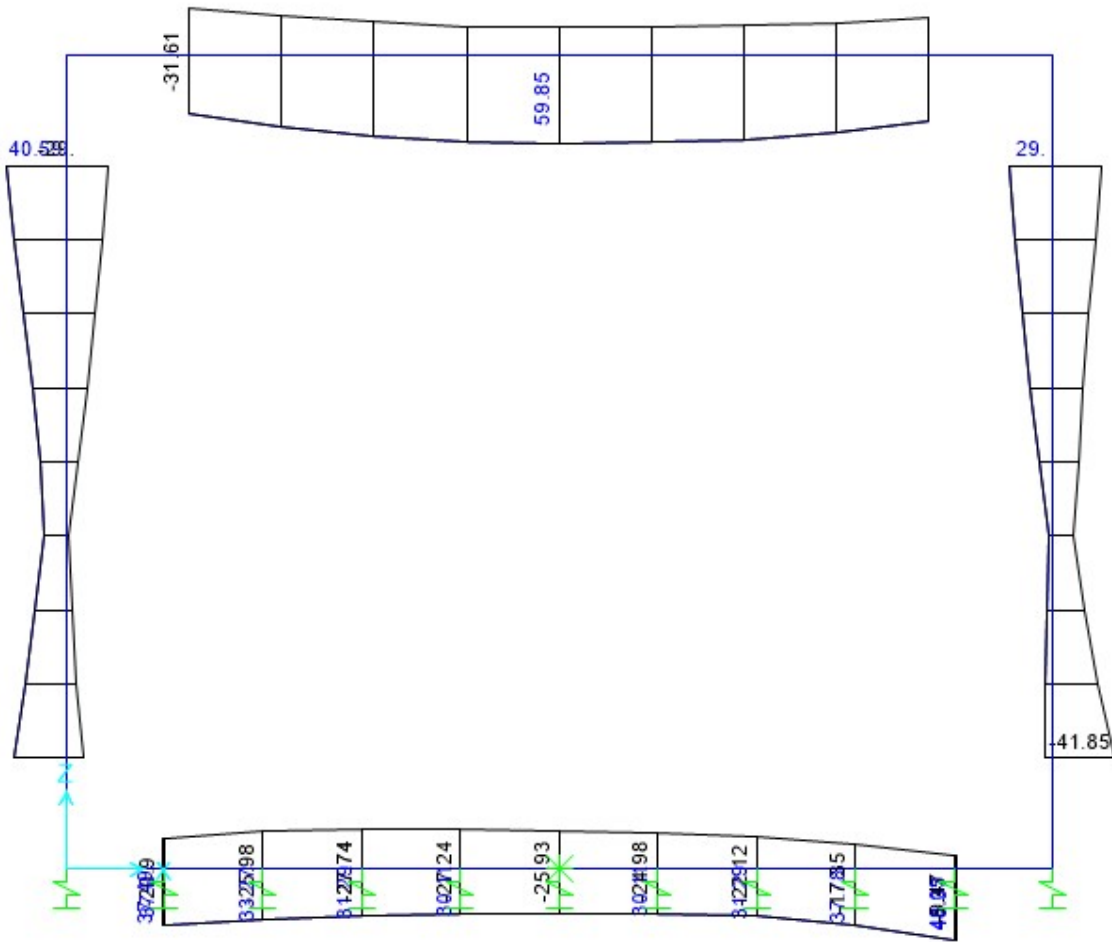


Fig. 13 - Momento flettente – Inviluppo SLE-(Freq)

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	44 di 97

Shear Force 2-2 Diagram (INVFR - Max/Min)

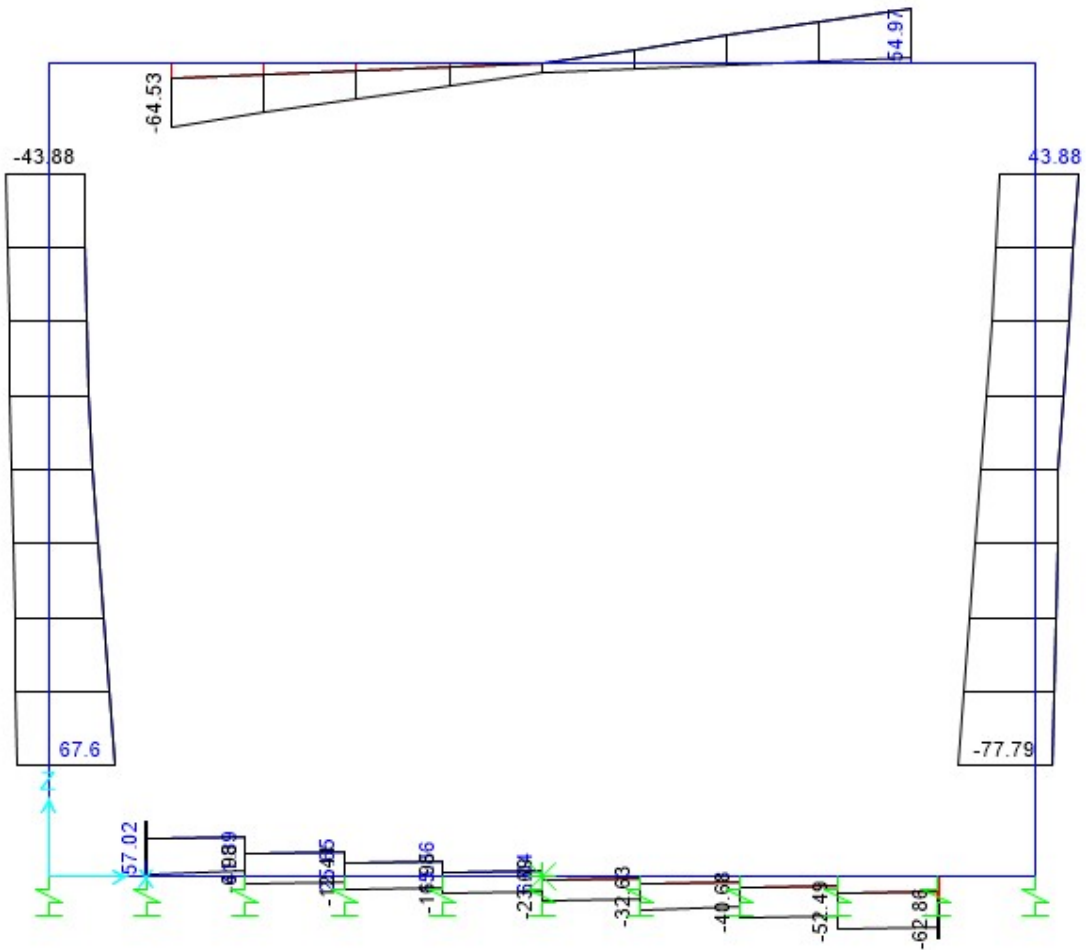


Fig. 14 - Taglio – Involuppo SLE-(Freq)

Axial Force Diagram (INVCA - Max/Min)

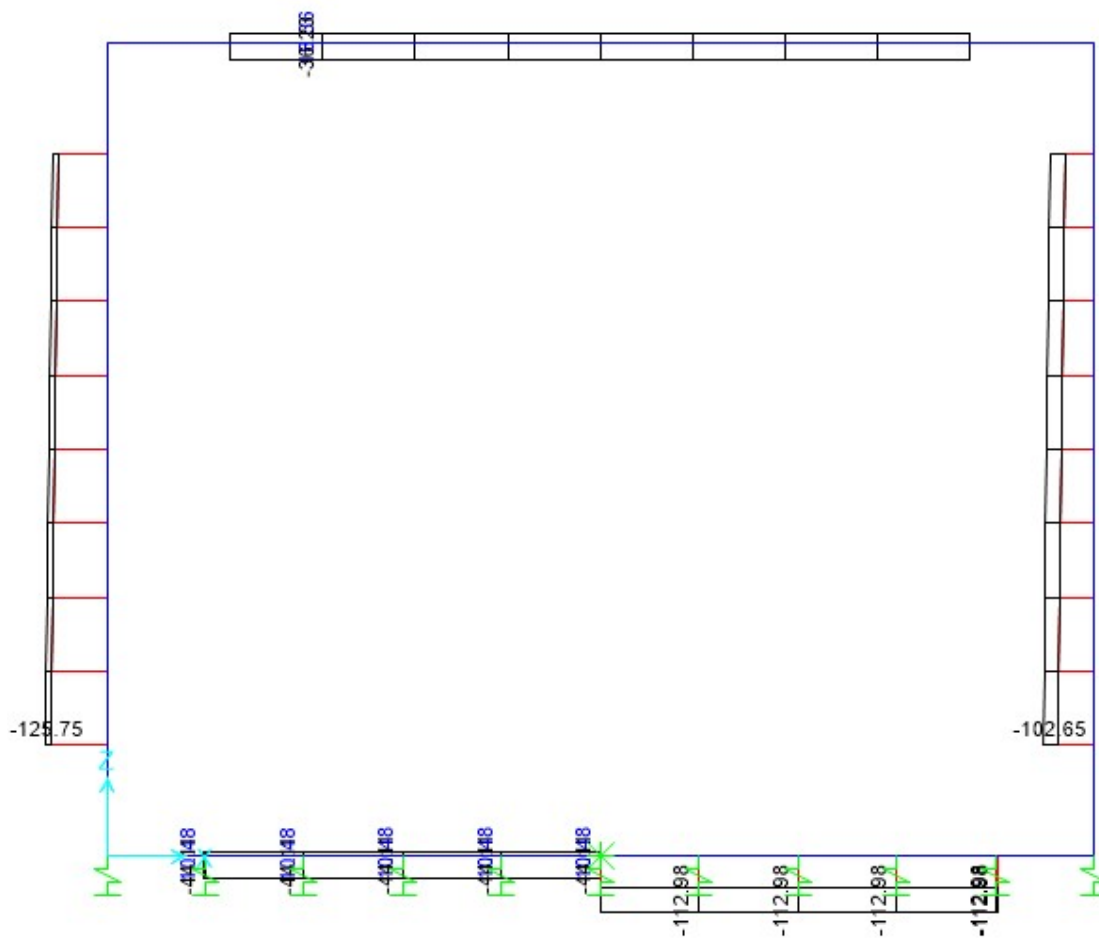


Fig. 15 - Sforzo Normale – Involuppo SLE-(Rara)

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	46 di 97

Moment 3-3 Diagram (INVCA - Max/Min)

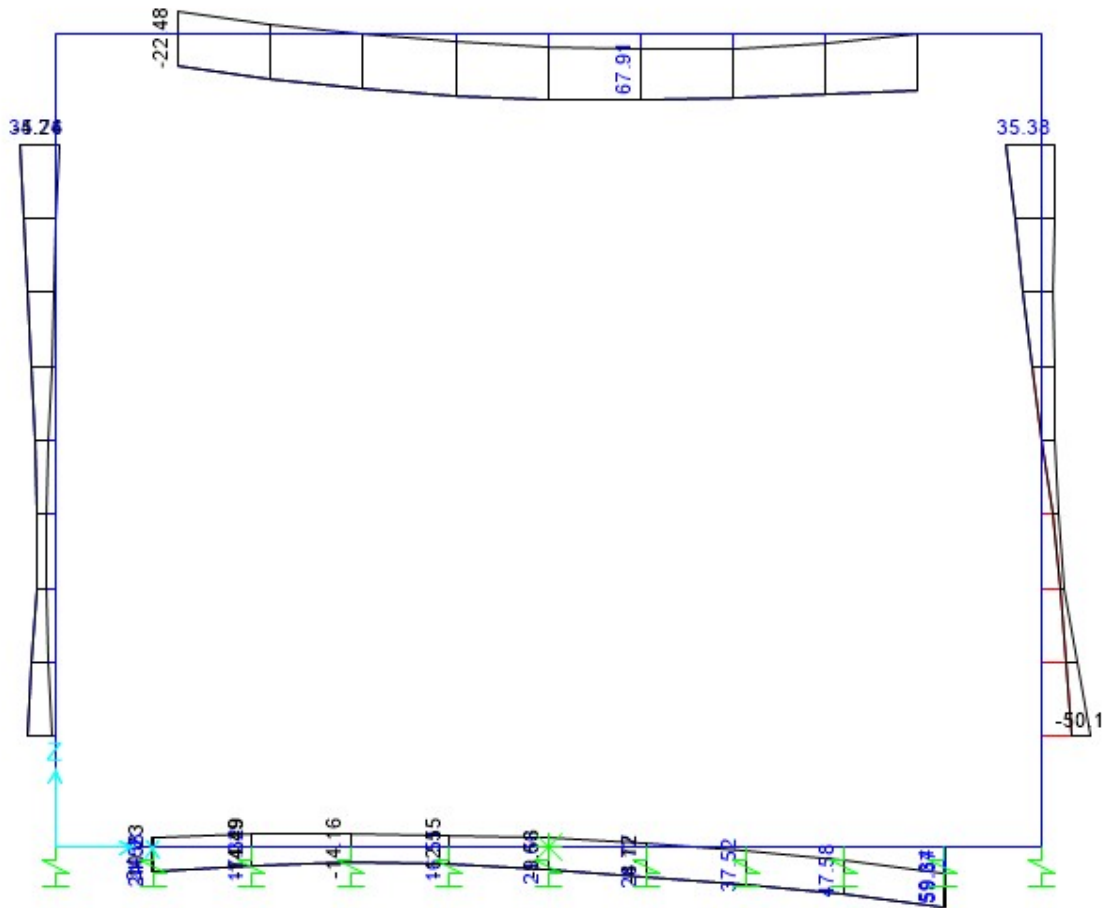


Fig. 16 - Momento flettente – Involuppo SLE-(Rara)

Shear Force 2-2 Diagram (INVCA - Max/Min)

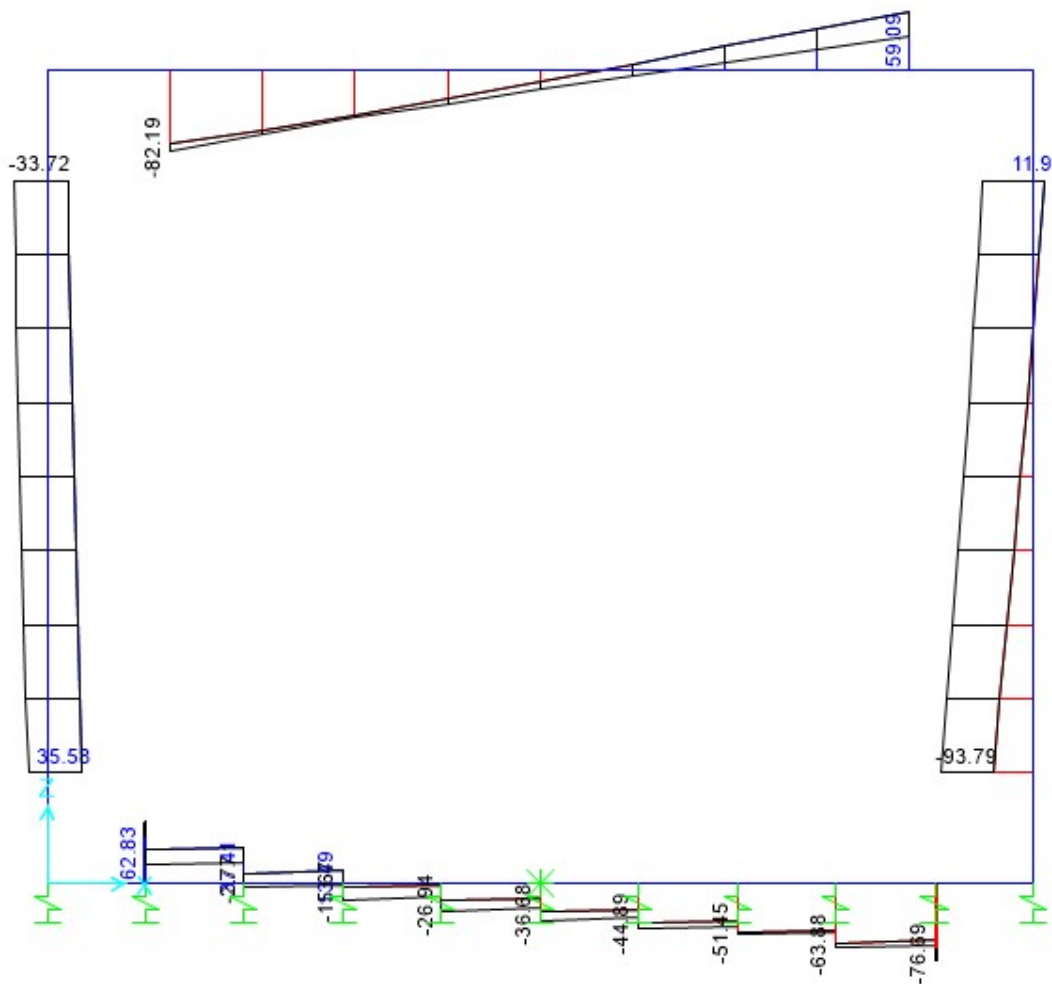


Fig. 17 - Taglio – Involuppo SLE-(Rara)

Si riportano di seguito le verifiche nelle sezioni di verifica più rappresentative.

	LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO					
Relazione di calcolo tombino stradale	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO NV04 0002	REV. A	FOGLIO 48 di 97

8.4 Verifiche strutturali

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-presso-flessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[\frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}, \text{ resistenza}$$

di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO</p>												
<p>Relazione di calcolo tombino stradale</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>NV04 0002</td> <td>A</td> <td>49 di 97</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	49 di 97
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	49 di 97								

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha, \text{ valore di progetto dello sforzo di taglio che può}$$

essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento

$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$, valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{sl} è l'area dell'armatura tesa;

b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

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

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$ è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$ è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ per combinazione di carico caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ per combinazione di carico quasi permanente;
- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ per combinazione di carico caratteristica (rara).

Nel secondo caso, si verifica che le aperture delle fessure siano inferiori al valore limite dell'apertura delle fessure nella combinazione frequente. I valori nominali di riferimento sono:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si riporta in Fig. 18 l'ubicazione delle sezioni di seguito adottate per le verifiche strutturali.

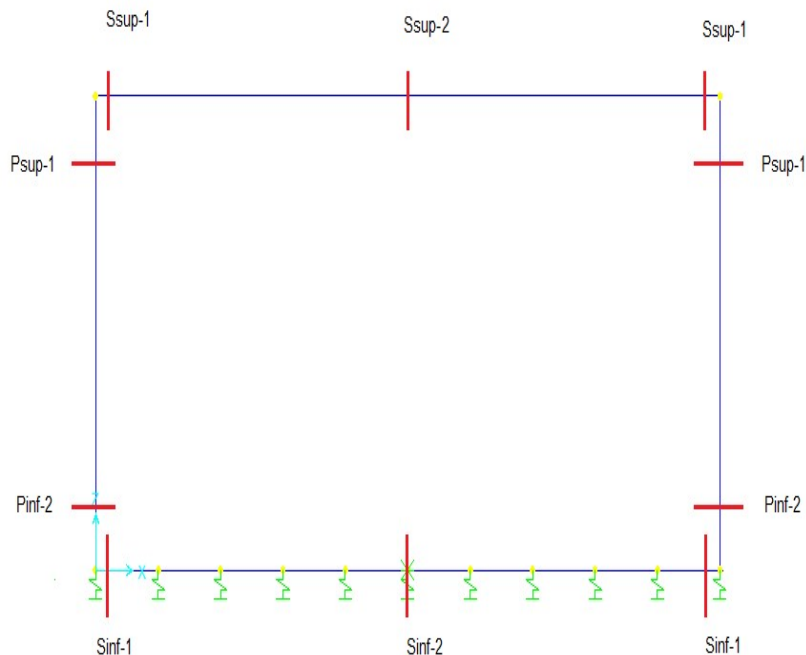


Fig. 18 - Sezioni di verifica

Nelle tabelle seguenti s riportano i valori massimi delle sollecitazioni agenti nelle singole sezioni di verifica allo SLU e SLV.

SLU-SLV

	Caratteristiche di sollecitazione				Caratteristiche di sollecitazione		
	Comb.	Nsd	Msd		Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	12M_1	109	-41	(Nmax)	12M_0.25	109	69
(Nmin)	21M_1	-76	112	(Nmin)	21M_0.25	-76	-84
(Mmax)	21M_1	0	112	(Mmax)	13M_0.25	0	77
(Mmin)	14-_1	0	-59	(Mmin)	21M_0.25	0	-84

Soletta Sup campata

Soletta Sup appoggio

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	52 di 97

Caratteristiche di sollecitazione

	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	11M_0.22	156	8
(Nmin)	15_0.22	39	5
(Mmax)	23M_0.22	0	68
(Mmin)	14_0.22	0	-18

Piedritto Spiccato

Caratteristiche di sollecitazione

	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	13M_1.42	152	72
(Nmin)	14_1.42	35	32
(Mmax)	13M_1.42	0	82
(Mmin)	24_1.42	0	-63

Piedritto Sommità

Caratteristiche di sollecitazione

	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	24_0	146	-58
(Nmin)	13M_0	-65	57
(Mmax)	13M_0	0	57
(Mmin)	24_0	0	-58

Soletta Inf Campata

Caratteristiche di sollecitazione

	Comb.	Nsd	Msd
(Nmax)	25_0.00	164	80
(Nmin)	11M_0.00	-47	-32
(Mmax)	23M_0.00	0	81
(Mmin)	11M_0.00	0	-32

Soletta Inf Appoggio

Nella tabella seguente si riportano i valori massimi delle sollecitazioni flessionali agenti nelle singole sezioni di verifica e i corrispondenti valori di sforzo normale allo SLE per le combinazioni Frequenti.

	M [kNm/m]	N [kN/m]	Mfess [kNm/m]
Soletta superiore - Campata	59.85	0.00	100.24
Soletta superiore - Appoggio	31.61	43.19	106.28
Soletta inferiore - Campata	27.74	0.00	101.02
Soletta inferiore - Appoggio	48.37	96.98	110.42
Piedritto - Spiccato	41.85	83.76	134.20
Piedritto - Sommità	40.59	87.87	134.55

Di seguito l'armatura prevista nelle sezioni di verifica.

ARMATURA

	Arm. tesa		Arm. comp.	
	1° strato	2° strato	1° strato	2° strato
Soletta superiore - Campata	5 Ø16	-	5 Ø16	-
Soletta superiore - Appoggio	5 Ø16	-	5 Ø16	-
Soletta inferiore - Campata	5 Ø16	-	5 Ø16	-
Soletta inferiore - Appoggio	5 Ø16	-	5 Ø16	-
Piedritto - Spiccato	5 Ø16	-	5 Ø16	-
Piedritto - Sommità	5 Ø16	-	5 Ø16	-

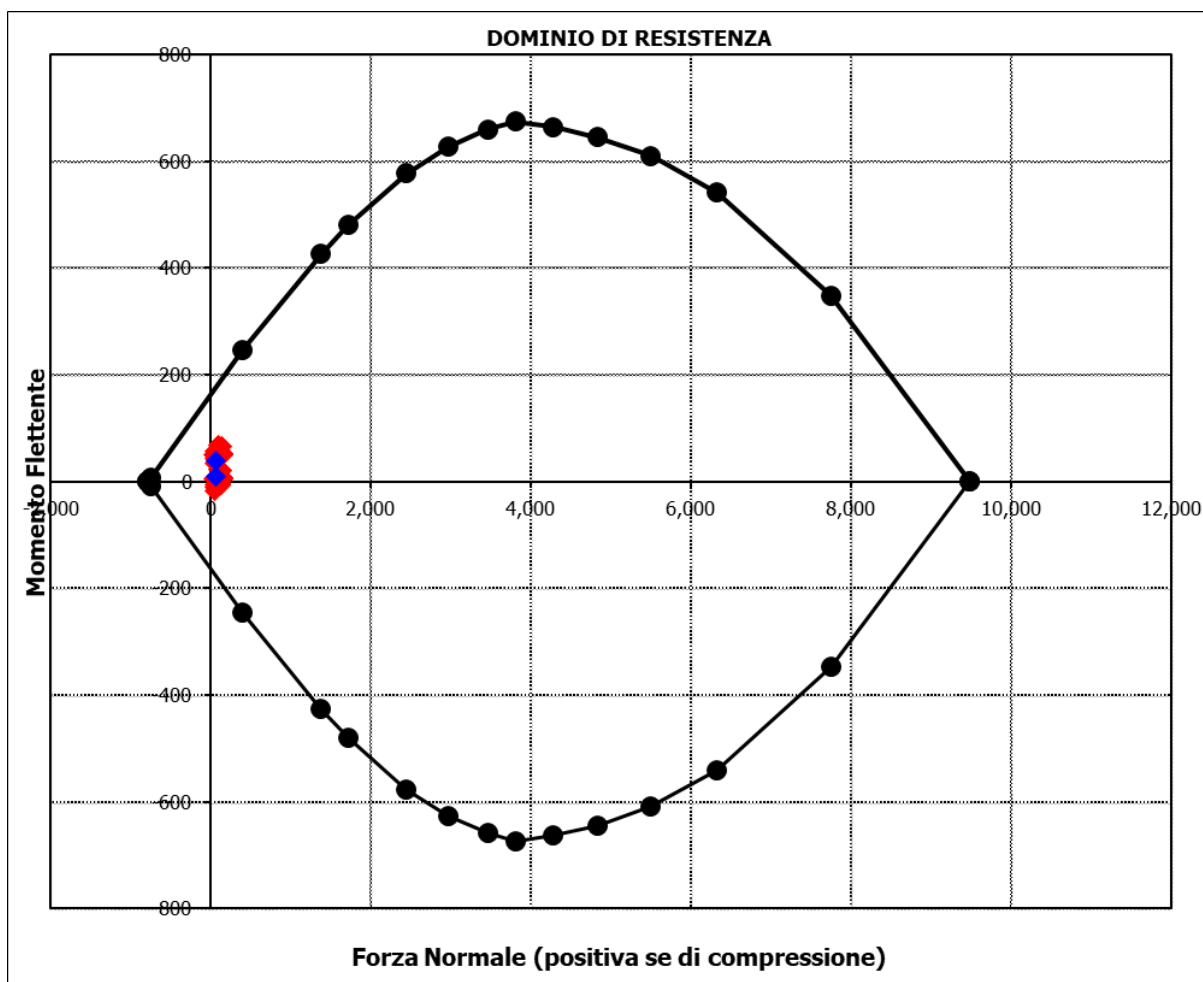
Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si adatterà un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale. Si prevedono ripartitori ϕ 16/20.

ARMATURA A TAGLIO

Spille ϕ 10/40x40 cm

8.4.1 Verifica piedritti

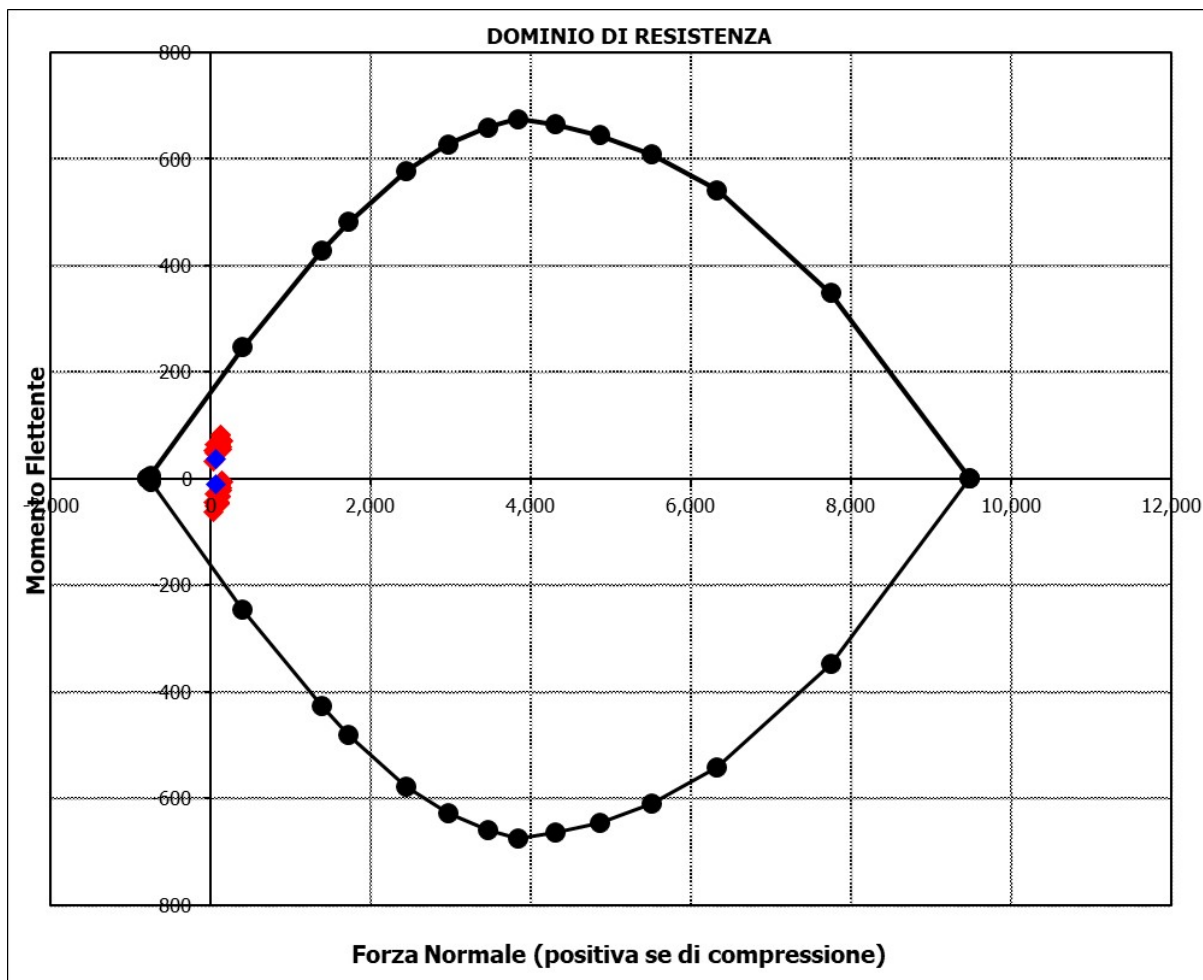
Verifica a pressoflessione (Spiccato Pinf-2)



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	55 di 97

Verifica a pressoflessione (Sommità Psup-1)



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	56 di 97

Verifica a taglio

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R_{ck}	37	N/mm ²
f_{ck}	30.7	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f_{tk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

		Piedritto sx	Piedritto dx
V_{Ed}	kN	120	138
N_{Ed}	kN	0	0

Armatura a taglio

Diametro	mm	10	10
Numero barre		2.5	2.5
A_{sw}	cm ²	1.96	1.96
Passo s	cm	40	40
Angolo α	°	90	90

Armatura longitudinale

n_1		5	5
\varnothing_1	mm	16	16
n_2			
\varnothing_2	mm		
Asl	cm ²	10.05	10.05

Sezione

b_w	cm	100	100
H	cm	50	50
c	cm	7.4	7.4
d	cm	42.6	42.6
k	N/mm ²	1.69	1.69
v_{min}	N/mm ²	0.42	0.42
ρ		0.0024	0.0024
σ_{cp}	N/mm ²	0.00	0.00
α_c		1.00	1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	181	181
----------	----	-----	-----

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8	21.8
V_{Rsd}	kN	184	184
V_{Rcd}	kN	1150	1150
V_{Rd}	kN	184	184

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	57 di 97

Verifica a fessurazione (Spiccato Pinf-2)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	50.10	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	73.29	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	41.85	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	83.76	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1^c	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{s1} = 7.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2^c	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = 8.2$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1^t	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{t1} = 7.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2^t	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{t2} = 8.2$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	68.37	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	43.37	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	12.25	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	5281.49	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1135088.08	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	203750.81	cm ⁴	

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	58 di 97

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione ($\sigma_{cr,lim}$)	M_{fess}	134.20	kNm	La sezione non è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	160.22	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	$u (M_{fess})$	135.22	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	10.65	cm	
Compressione massima nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_c	6.65	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_s	299.08	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_c	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	13.12	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	10.05	cm ²	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1311.69	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{s,eff}$	0.0077	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0006	-	
Copriferro netto	c'	4.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	16.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	490.90	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	288.76	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	W_m	0.17	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	W_d	-	mm	

Verifica a fessurazione (Sommità Psup-1)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	35.76	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	98.34	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	40.59	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	87.87	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	$\sigma_{c,lim}$	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	$\sigma_{s,lim}$	2.80	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,lim}$	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50.00	cm	
Larghezza sezione	B	100.00	cm	
Armatura compressa (1° strato)	$A_{s,1}$	10.05	cm ²	5 Ø 16 $C_{s1} = 7.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$A_{s,2}$	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{s2} = 8.2$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$A_{s,1}$	10.05	cm ²	5 Ø 16 $C_{t1} = 7.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$A_{s,2}$	0.00	cm ²	0 Ø 0 $C_{t2} = 8.2$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	$e (M)$	36.37	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	$u (M)$	11.37	cm	
Posizione asse neutro	$y (M)$	15.48	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	5281.49	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	1135088.08	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	244326.30	cm ⁴	

Relazione di calcolo tombino stradale

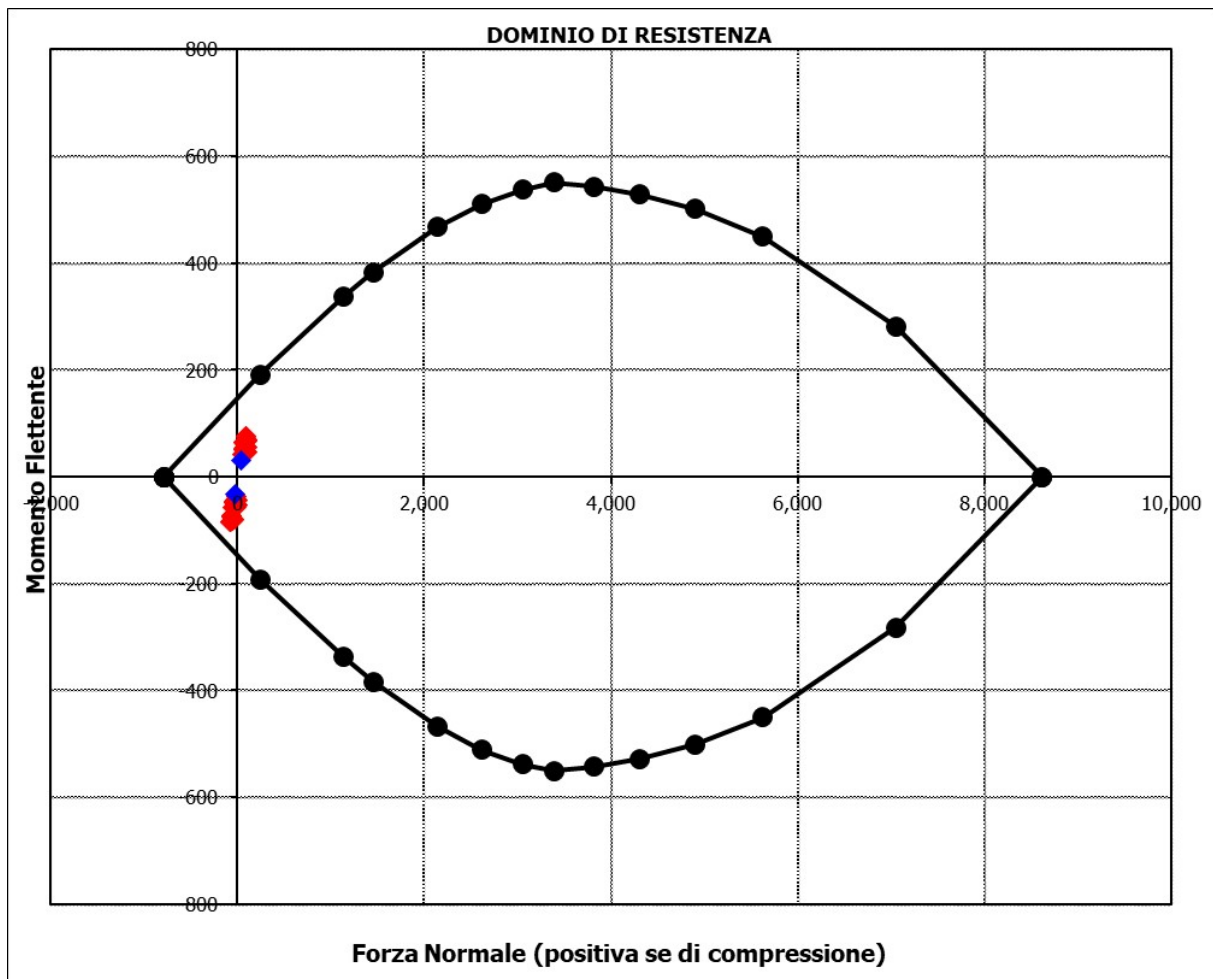
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	59 di 97

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{lim}/m)	M_{fess}	134.55	kNm	La sezione non è fessurata
Eccentricità per $M=M_{\text{fess}}$	$e (M_{\text{fess}})$	153.14	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{\text{fess}}$	$u (M_{\text{fess}})$	128.14	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{\text{fess}}$	$y (M_{\text{fess}})$	10.70	cm	
Compressione massima nel ds. per $M=M_{\text{fess}}$	σ_{cf}	6.66	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{\text{fess}}$	σ_{st}	297.93	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{\text{c,eff}}$	13.10	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{\text{s,eff}}$	10.05	cm ²	
Area efficace	$A_{\text{c,eff}}$	1310.01	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0077	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ε_{sm}	0.0006	-	
Copriferro netto	c'	4.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	16.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	490.44	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_{m}	288.49	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_{m}	0.17	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_{d}	-	mm	

8.4.2 Verifica soletta superiore

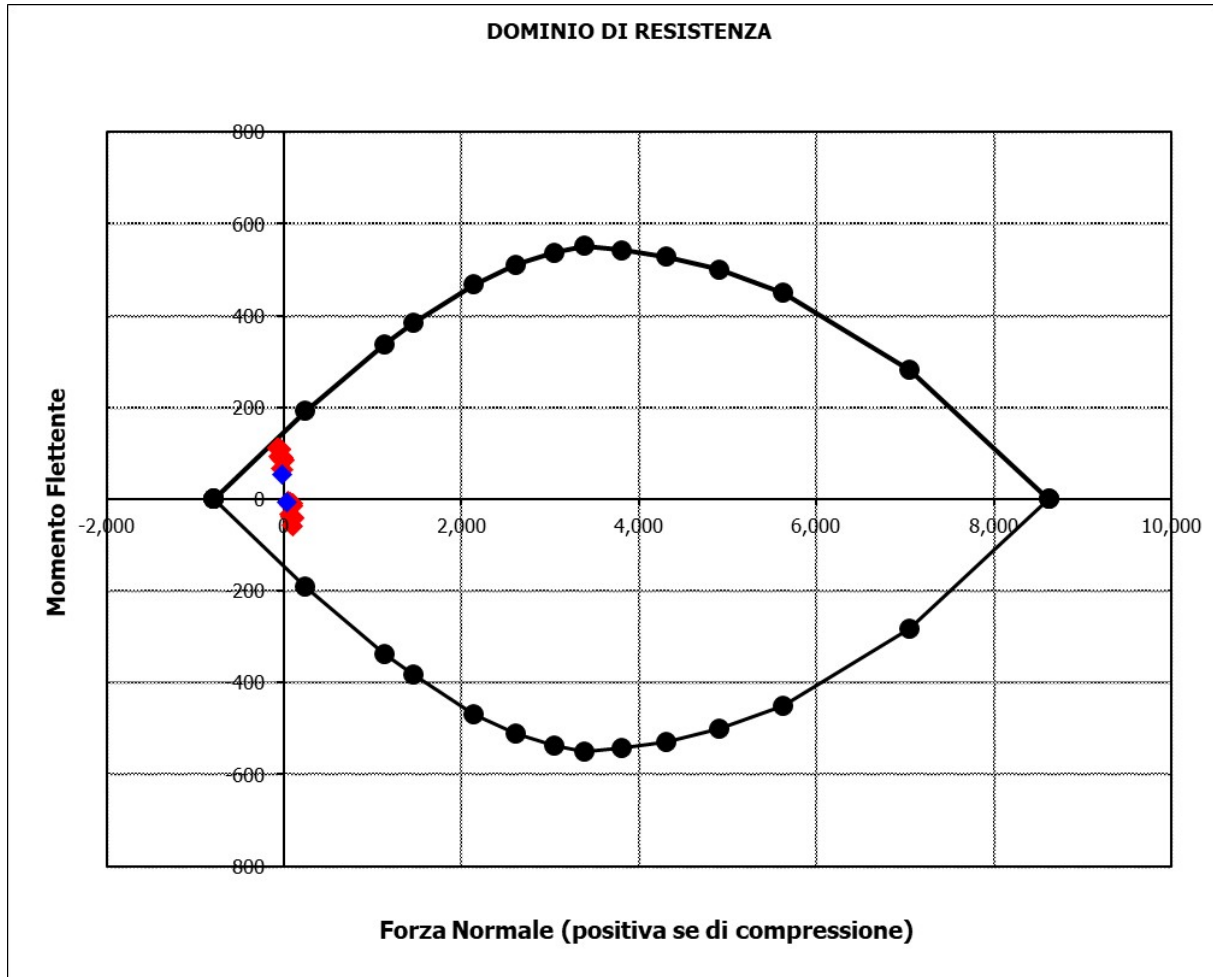
Verifica a pressoflessione (Appoggio Ssup-2)



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	61 di 97

Verifica a pressoflessione (Campata Ssup-1)



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	62 di 97

Verifica a taglio

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R_{ck}	37	N/mm ²
f_{ck}	30.7	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{cd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f_{tk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yd}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V_{Ed}	kN	113
N_{Ed}	kN	0

Soletta sup

Armatura a taglio

Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	1.96
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		5
\varnothing_1	mm	16
n_2		
\varnothing_2	mm	
Asl	cm ²	10.05

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	45
c	cm	7.4
d	cm	37.6
k	N/mm ²	1.73
v_{min}	N/mm ²	0.44
ρ		0.0027
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	166
----------	----	------------

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{Rsd}	kN	163
V_{Rcd}	kN	1015
V_{Rd}	kN	163

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	63 di 97

Verifica a fessurazione (Appoggio Ssup-2)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	22.48	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	36.23	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	31.61	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	43.19	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	$\sigma_{c,amm}$	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	$\sigma_{t,amm}$	2.80	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,amm}$	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	45.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{s1} = 7.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{s2} = 8.2$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{t1} = 7.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{t2} = 8.2$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	62.04	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	39.54	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	11.33	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4781.49	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	828141.20	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	154852.82	cm ⁴	

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione ($\sigma_{s,amm}$)	M_{fess}	106.28	kNm	La sezione non è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	246.06	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	223.56	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	9.54	cm	
Compressione massima nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	6.47	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	285.67	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	11.82	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{c,eff}$	10.05	cm ²	
Area efficace	$AC_{c,eff}$	1182.15	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{c,eff}$	0.0085	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0006	-	
Copri ferro netto	c'	4.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{eq}	16.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	455.85	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	268.14	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	W_m	0.16	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	W_{cl}	-	mm	

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	64 di 97

Verifica a fessurazione (Campata Ssup-1)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	67.91	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	-18.36	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	59.85	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	-35.30	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	$\sigma_{c,amm}$	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	$\sigma_{t,amm}$	2.80	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,amm}$	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	45.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{s1} = \nabla 7.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = \nabla 8.2$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{t1} = \nabla 7.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{t2} = \nabla 8.2$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	369.98	cm	> H/6 Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	347.48	cm	
Posizione asse neutro	y (M)	9.36	cm	
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4781.49	cm ²	
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	828141.20	cm ⁴	
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	148171.74	cm ⁴	

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	65 di 97

Verifica a fessurazione

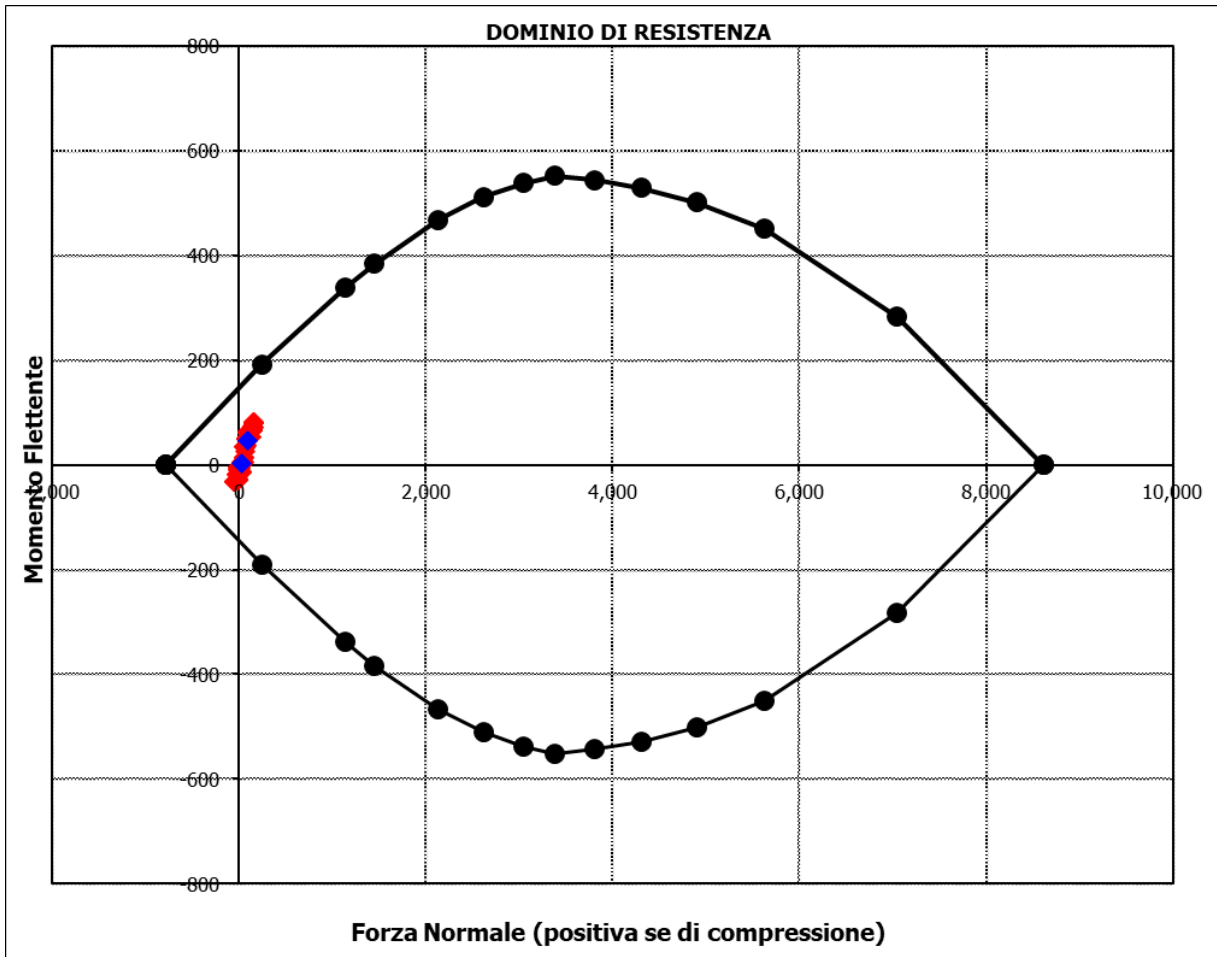
Momento di fessurazione ($\sigma_{0,mm}$)	M_{fess}	100.24	kNm	La sezione non è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	$e (M_{fess})$	283.94	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	$u (M_{fess})$	261.44	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	$y (M_{fess})$	9.46	cm	
Compressione massima nel cls. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	-6.10	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	-272.20	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_t	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	11.85	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	$A_{s,eff}$	10.05	cm ²	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1184.52	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0085	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ε_{sm}	-0.0005	-	
Copriferro netto	c'	4.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{ec}	16.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	456.49	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	268.52	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	-0.14	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_d	-	mm	

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	66 di 97

8.4.3 Verifica soletta inferiore

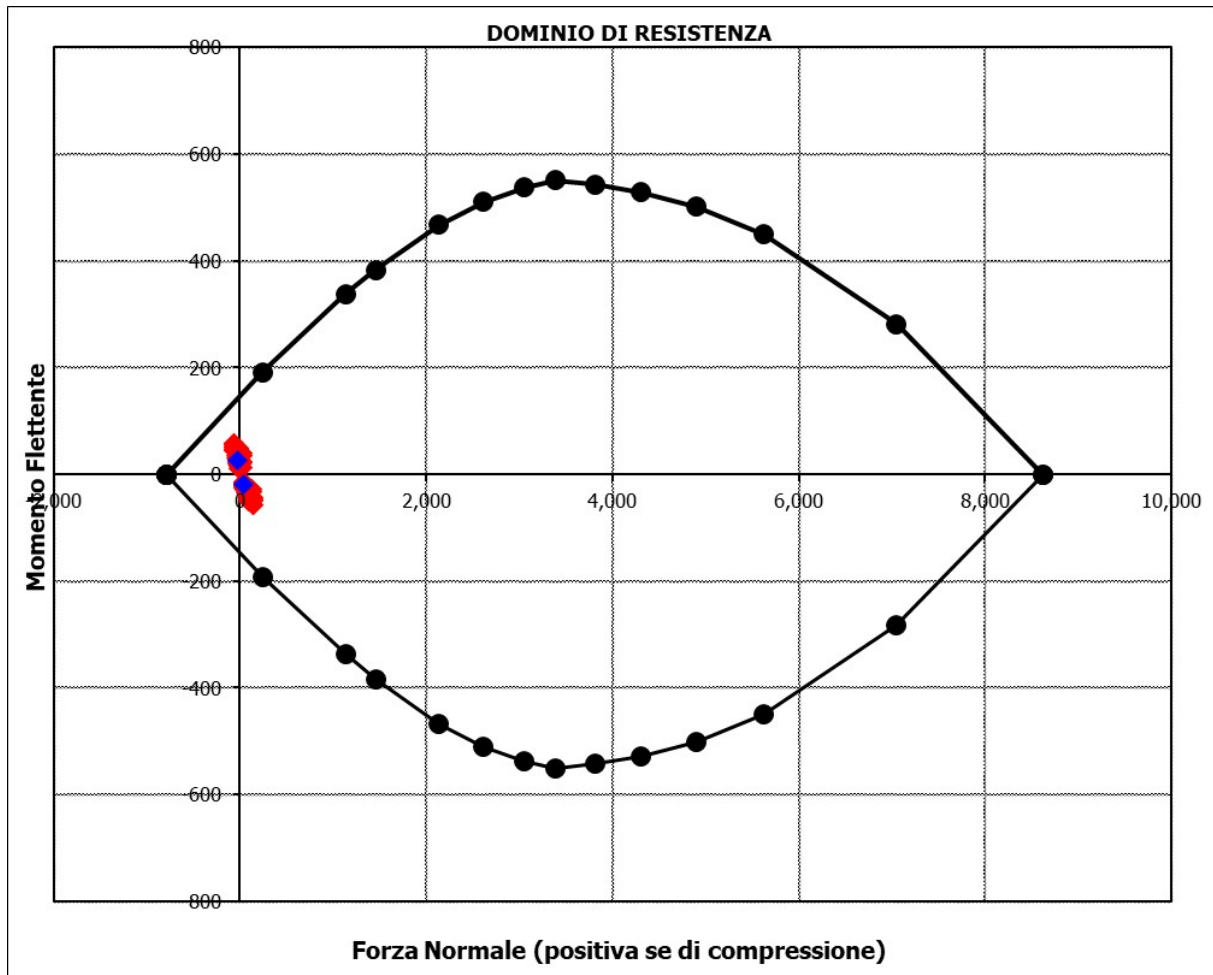
Verifica a pressoflessione (Appoggio Sinf-2)



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	67 di 97

Verifica a pressoflessione (Campata Sinf-1)



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	68 di 97

Verifica a taglio

Calcestruzzo

Tipo	C30/37	
R_{ck}	37	N/mm ²
f_{ck}	30.7	N/mm ²
γ_c	1.5	
α_{cc}	0.85	
f_{ctd}	17.4	N/mm ²

Acciaio

f_{yk}	540	N/mm ²
f_{yk}	450	N/mm ²
γ_s	1.15	
f_{yld}	391	N/mm ²

Sollecitazioni

V_{Ed}	kN	105
N_{Ed}	kN	0

Soletta inf

Armatura a taglio

Diametro	mm	10
Numero barre		2.5
A_{sw}	cm ²	1.96
Passo s	cm	40
Angolo α	°	90

Armatura longitudinale

n_1		5
\varnothing_1	mm	16
n_2		
\varnothing_2	mm	
A_{sl}	cm ²	10.05

Sezione

b_w	cm	100
H	cm	45
c	cm	7.4
d	cm	37.6
k	N/mm ²	1.73
v_{min}	N/mm ²	0.44
ρ		0.0027
σ_{cp}	N/mm ²	0.00
α_c		1.00

Resistenza senza armatura a taglio

V_{Rd}	kN	166
----------	----	-----

Resistenza con armatura a taglio

Inclinazione puntone θ	°	21.8
V_{Rsd}	kN	163
V_{Rcd}	kN	1015
V_{Rd}	kN	163

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	69 di 97

Verifica a fessurazione (Appoggio Sinf-2)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	59.67	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	112.98	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	48.37	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	96.98	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	σ_{camm}	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	σ_{tamm}	2.80	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	45.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{s1} = \nabla 7.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{s2} = \nabla 8.2$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$C_{t1} = \nabla 7.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$C_{t2} = \nabla 8.2$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	52.81	cm	> H/6	Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	30.31	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	11.81	cm		
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4781.49	cm ²		
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	828141.20	cm ⁴		
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	158162.36	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (σ_{fmax})	M_{fess}	110.42	kNm	La sezione non è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	113.85	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	91.35	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	10.19	cm	
Compressione massima nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	6.70	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	270.45	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_s	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	11.60	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{c,eff}$	10.05	cm ²	
Area efficace	$AC_{c,eff}$	1160.45	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	$\rho_{c,eff}$	0.0087	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	0.0005	-	
Copriferro netto	c'	4.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{ec}	16.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	449.98	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	264.69	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	W_m	0.14	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	W_d	-	mm	

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	70 di 97

Verifica a fessurazione (Campata Sinf-1)

Sollecitazioni

Momento flettente - Combinazione rara	M_R	14.16	kNm
Sforzo normale - Combinazione rara	N_R	-10.49	kN
Momento flettente - Combinazione frequente	M_F	27.74	kNm
Sforzo normale - Combinazione frequente	N_F	-25.17	kN

Materiali

Resistenza caratteristica cubica calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica calcestruzzo	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Modulo elastico del calcestruzzo	E_{cm}	33019.43	N/mm ²
Tensione ammissibile di compressione calcestruzzo	$\sigma_{c,amm}$	18.43	N/mm ²
Resistenza media a trazione calcestruzzo	f_{ctm}	3.36	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione calcestruzzo	f_{ctk}	2.35	N/mm ²
Tensione ammissibile di trazione calcestruzzo	$\sigma_{t,amm}$	2.80	N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo elastico dell'acciaio	E_s	205000.00	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{s,amm}$	360.00	N/mm ²
Coefficiente omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo	n	15.00	-

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	45.00	cm		
Larghezza sezione	B	100.00	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{s1} = 7.4$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{s2} = 8.2$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ²	5 Ø 16	$c_{t1} = 7.4$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	0 Ø 0	$c_{t2} = 8.2$ cm

Proprietà sezione in combinazione rara

Eccentricità dello sforzo normale	e (M)	135.05	cm	> H/6	Sez. parzializzata
Distanza sforzo N dal bordo sezione	u (M)	112.55	cm		
Posizione asse neutro	y (M)	9.99	cm		
Area ideale (sezione interamente reagente)	A_{id}	4781.49	cm ²		
Momento di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	828141.20	cm ⁴		
Momento di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id}^*	149199.93	cm ⁴		

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione ($\sigma_{c,amm}$)	M_{fess}	101.02	kNm	La sezione non è fessurata
Eccentricità per $M=M_{fess}$	e (M_{fess})	401.40	cm	
Distanza sforzo N dal bordo sezione per $M=M_{fess}$	u (M_{fess})	378.90	cm	
Posizione asse neutro per $M=M_{fess}$	y (M_{fess})	9.33	cm	
Compressione massima nel ds. per $M=M_{fess}$	σ_{cf}	-6.15	N/mm ²	
Trazione nell'acciaio (1° str.) per $M=M_{fess}$	σ_{sf}	-279.64	N/mm ²	
Coefficiente dipendente dalla durata del carico	k_c	0.40	-	
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	11.89	cm	
Rapporto tra moduli elastici	α_e	6.21	-	
Armatura nell'area efficace	$AS_{c,eff}$	10.05	cm ²	
Area efficace	$A_{c,eff}$	1188.97	cm ²	
Rapporto geometrico di armatura	ρ_{eff}	0.0085	-	
Deformazione unitaria media dell'armatura	ϵ_{sm}	-0.0005	-	
Copriferro netto	c'	4.00	cm	
Coefficiente dipendente dall'aderenza dell'acciaio	K_1	0.80	-	
Coefficiente dipendente dal diagramma tensioni	K_2	0.50	-	
Coefficiente adimensionale	K_3	3.40	-	
Coefficiente adimensionale	K_4	0.425	-	
Diametro equivalente delle barr ed armatura	ϕ_{ec}	16.00	mm	
Distanza massima tra le fessure	Δs_{max}	457.69	mm	
Distanza media tra le fessure	Δs_m	269.23	mm	
Valore medio dell'apertura delle fessure	w_m	-0.15	mm	
Valore di calcolo dell'apertura delle fessure	w_{cl}	-	mm	

	LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di calcolo tombino stradale	COMMESSA NMOY	LOTTO 00 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO NV04 0002	REV. A

9 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1.1 Verifica di capacità portante verticale

La verifica geotecnica presa a riferimento per lo studio dello scatolare in esame è la verifica al carico limite della fondazione.

L'approccio di verifica adottato per la verifica geotecnica è l'approccio A1+M1+R3. I coefficienti parziali per le azioni e per i materiali sono riportati nelle tabelle che seguono:

Tabella 9-1. Coefficienti parziali dei parametri geotecnici

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.0	1.25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1.0	1.25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_f	1.0	1.0

Per le verifiche geotecniche in condizioni statiche, si adottano i seguenti coefficienti di sicurezza:

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per le verifiche geotecniche in condizioni sismiche si adottano i coefficienti di sicurezza come indicato nei paragrafi corrispondenti.

Nel dettaglio la verifica al carico limite di fondazione è una verifica a rottura del terreno di fondazione. Tale verifica si ritiene soddisfatta se il rapporto tra il carico limite in fondazione Q_u e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione risulta superiore al fattore di sicurezza definito dalle NTC 18.

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO</p>												
<p>Relazione di calcolo tombino stradale</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>NV04 0002</td> <td>A</td> <td>72 di 97</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	72 di 97
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	72 di 97								

La verifica di capacità portante verticale si esegue in accordo con le espressioni di Brinch-Hansen del 1970, prendendo a riferimento una condizione di terreno incoerente.

• **Metodo di calcolo della capacità portante verticale**

Per la valutazione della capacità portante verticale della fondazione superficiale si ricorre all'utilizzo delle formule di Terzaghi. Secondo tale approccio di calcolo il carico limite è definito come:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_y \gamma_2 \frac{B}{2}$$

dove:

- D è la profondità di terreno compreso fra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno;
- γ_1 è il peso dell'unità di volume del terreno compreso fra il piano di posa della fondazione e la superficie del terreno;
- c è la coesione del terreno sottostante il piano di posa;
- γ_2 è il peso dell'unità di volume del terreno sottostante il piano di posa interessato dal meccanismo di rottura (in presenza di falda tale peso viene valutato opportunamente);
- γ_1 sono coefficienti di carico limite i cui valori sono valutati in funzione dell'angolo di attrito del terreno sottostante il piano di posa.

I coefficienti di capacità portante N_c , N_q , N_y sono espressi come:

$$N_c = (N_q - 1) ctg \varphi$$

$$N_q = \frac{1 + \text{sen} \varphi}{1 - \text{sen} \varphi} e^{\pi \text{tg} \varphi}$$

$$N_y = 2(N_q + 1) \text{tg} \varphi$$

Tale formulazione del carico limite è valida solo nelle ipotesi di stato di deformazione piana, rottura generale, carichi verticali e centrati, piano di posa e piano di campagna orizzontali e terreno omogeneo. Nelle applicazioni queste limitazioni sono rimosse moltiplicando i tre termini a secondo membro per adatti coefficienti correttivi, ottenuti per via analitica o semi empirica. Diversi coefficienti possono essere

Relazione di calcolo tombino stradale	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	73 di 97

usati contemporaneamente per tener conto di più di un fattore. Di seguito sono riportate le espressioni più accreditate di tali coefficienti. Tali espressioni si riferiscono al caso di sottosuolo omogeneo.

Fattore di forma: nel passare dalla condizione ideale di una striscia indefinita di carico (problema piano) ad una fondazione reale avente dimensioni (B trasversale e L longitudinale) in pianta confrontabili (problema tridimensionale), la capacità portante è influenzata dagli effetti di bordo, di cui si tiene conto con i fattori di forma.

Forma della fondazione	$s_c (>1)$	$s_q (>1)$	$s_r (<1)$
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \varphi'$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$
Circolare o quadrata	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \tan \varphi'$	0,6

Fattori di inclinazione del carico: nel caso di carico inclinato con componente orizzontale H e componente verticale V, si introducono i fattori di inclinazione del carico (in relazione al rapporto H/V la rottura può avvenire anche per slittamento) che tengono conto della riduzione della resistenza a rottura del terreno di fondazione.

Terreno	$i_c (<1)$	$i_q (<1)$	$i_r (<1)$
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_u \cdot N_c}$	1	1
$c > 0, \phi > 0$ argilla in condizioni drenate	$i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{m+1}$	$\left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \phi'} \right]^{m+1}$
$c = 0$ sabbia	-	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^m$	$\left(1 - \frac{H}{V} \right)^{m+1}$
$m = m_L \cdot \cos^2 \theta$ $+ m_B \cdot \sin^2 \theta$	$m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$	$m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	θ è l'angolo fra la direzione del carico proiettata sul piano di fondazione e la direzione di L

Fattori di profondità: si utilizzano per mettere in conto anche la resistenza al taglio del terreno sopra il piano di fondazione, ovvero per considerare la superficie di scorrimento estesa fino al piano campagna.

Valore di ϕ	$d_c (>1)$	$d_q (>1)$	$d_r (=1)$
$\phi = 0$ argilla satura in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	1	1
$\phi > 0$ sabbia e argilla in condizioni drenate	$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 0,4 \cdot \arctan \left(\frac{D}{B'} \right)$	$\frac{D}{B'} \leq 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$	$\frac{D}{B'} > 1$ $1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan \left(\frac{D}{B'} \right)$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione: se i carichi permanenti sono sensibilmente inclinati si può realizzare il piano di posa della fondazione con un'inclinazione ε . La capacità portante nella direzione ortogonale al piano di posa deve essere valutata utilizzando i fattori di inclinazione del piano di posa

$$\frac{b_c (< 1)}{b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}} \quad \frac{b_q (< 1)}{(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2} \quad \frac{b_y (< 1)}{(1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2}$$

Fattori di inclinazione del terreno: se il piano campagna è inclinato di un angolo ω rispetto all'orizzontale

$$\frac{g_c (< 1)}{g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}} \quad \frac{g_q (< 1)}{(1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega} \quad \frac{g_y (< 1)}{\cos \omega}$$

Fattori di inerzia: in presenza di verifica in condizioni sismiche si considerano ulteriori fattori riduttivi pari a:

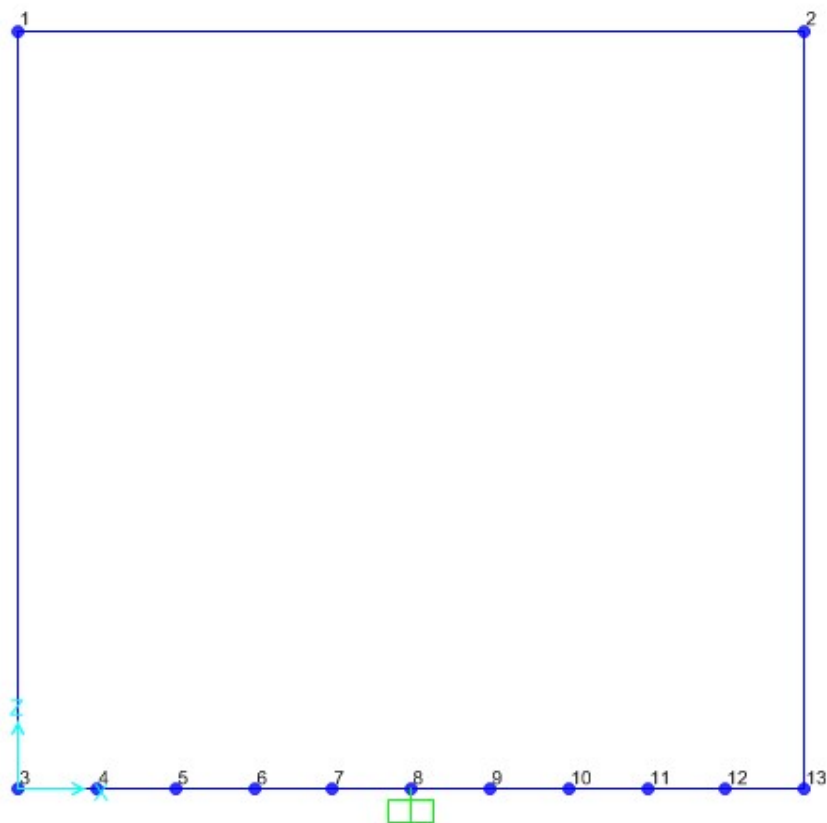
$$z_c = 1 - 0.32 \cdot k_h$$

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}$$

$$z_y = z_q$$

L'eccentricità del carico riduce la capacità portante di una fondazione superficiale. Nel caso di carico eccentrico si assume che l'area resistente a rottura sia quella per la quale il carico risulta centrato. Ad esempio per una fondazione a base rettangolare, se la risultante dei carichi trasmessi ha eccentricità e_B nella direzione del lato minore B ed eccentricità e_L nella direzione del lato maggiore L, per il calcolo della capacità portante si assume una fondazione rettangolare equivalente di dimensioni $B^* \times L^*$, dove: $B^* = B - 2e_B$; $L^* = L - 2e_L$.

Per quanto riguarda il calcolo delle sollecitazioni da applicare sulla platea di fondazione, si prende il modello strutturale dello scatolare e si vincola questo con un incastro in corrispondenza del baricentro della struttura di fondazione.



Tab. 3 – Modello di calcolo per lo studio della struttura di fondazione

Dallo sviluppo dell'analisi si definiscono le reazioni vincolari verticali, orizzontali e di momento rispetto l'asse baricentrico della struttura di fondazione. Per la verifica geotecnica del sistema di fondazione, si riportano tali reazioni vincolari all'intradosso della fondazione, tenendo in conto per le reazioni di momento, della coppia di trasporto data dal prodotto tra la reazione vincolare orizzontale e metà spessore della soletta inferiore.

Nella tabella che segue si riportano le reazioni vincolari massime e minime verticali, le reazioni massime orizzontali e le reazioni massime di momento. Queste si determinano sia per le combinazioni statiche allo SLU, sia per le combinazioni sismiche allo SLV. Le combinazioni adottate sono le stesse prese a riferimento per le verifiche strutturali (Approccio A1+M1+R3).

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE							
Combinazione		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. Nmax	13S1-23M	98.64	0.00	349.62	0.00	101.53	0.00
Comb. Nmin	07S1-14-	0.00	0.00	149.44	0.00	0.00	0.00
Comb. Mx,max	01S1-11M	0.00	0.00	349.62	0.00	0.00	0.00
Comb. My,max	37S2-13M	112.24	0.00	293.21	0.00	145.51	0.00
Comb. Fx,max	37S2-13M	112.24	0.00	293.21	0.00	145.51	0.00
Comb. Fy,max	01S1-11M	0.00	0.00	349.62	0.00	0.00	0.00

Tab. 4 – Combinazioni di verifica generali

Per la verifica della capacità portante verticale del sistema di fondazione si individuano le condizioni limite di verifica: massima reazione verticale e massimo momento. Mentre, per l'opera in oggetto, essendo completamente incassata nel terreno, si ritiene che la verifica a scorrimento si automaticamente soddisfatta, in quanto le eventuali azioni spingenti su un lato dello scatolare sono compensate dalle corrispondenti spinte passive sul lato opposto dello stesso.

Nella tabella che segue si riportano in forma riassuntiva le reazioni vincolari prese a riferimento per lo studio della struttura di fondazione in condizioni statiche:

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE							
Combinazione		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. Nmax	13S1-23M	98.64	0.00	349.62	0.00	101.53	0.00
Comb. Nmin	07S1-14-	0.00	0.00	149.44	0.00	0.00	0.00
Comb. Mx,max	13S1-23M	98.64	0.00	349.62	0.00	101.53	0.00
Comb. My,max	37S2-13M	112.24	0.00	293.21	0.00	145.51	0.00

Tab. 5 – Combinazioni di verifica

Nelle pagine a seguire si riportano la verifiche di capacità portante per entrambe le condizioni di carico.

Si riportano i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le proprietà del terreno e le resistenze.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

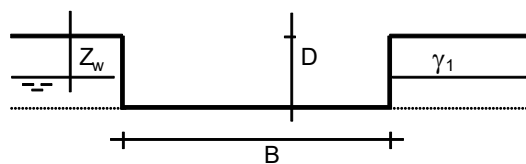
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

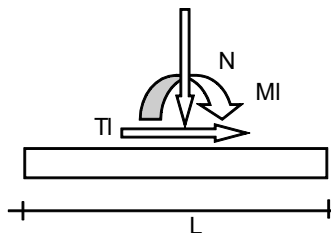
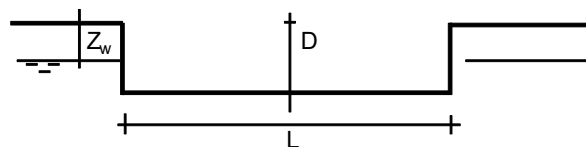
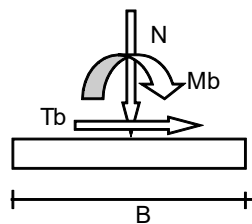
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

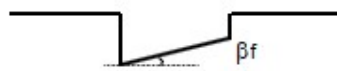
Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	78 di 97

Mymax

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 13.75 (m)
D = 2.60 (m)



$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	Valori di calcolo	
N [kN]	293.21	
Mb [kNm]	145.51	Mb=My
Ml [kNm]	0.00	Ml=Mx
Tb [kN]	112.24	Tb=Tx
Tl [kN]	0.00	Tl=Ty
H [kN]	112.24	

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 42.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 42.00$ (°)

Profondità della falda

Zw = 10.00 (m)

$e_{\text{sa}} = 0.50$ (m)

$e_{\text{lc}} = 0.00$ (m)

$B^* = 1.51$ (m)

$L^* = 13.75$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 52.00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	79 di 97

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$$

$$Nq = 85.37$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi$$

$$Nc = 93.71$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi$$

$$N\gamma = 155.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.10$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi / L$$

$$s_q = 1.10$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.96$$

i₀, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_0 = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.90 \quad \theta = \arctg(Tb/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.10 \quad m = 1.90 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m₀sin²θ+m₁cos²θ) in tutti gli altri

$$i_0 = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi))^m$$

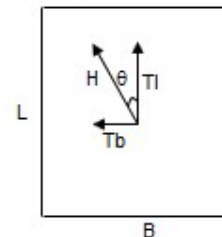
$$i_0 = 0.40$$

$$i_c = i_0 - (1 - i_0) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.39$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi))^{m+1}$$

$$i_\gamma = 0.25$$



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	80 di 97

d_o, d_q, d_r : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^2 \leq 1$; $d_o = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^2$

per $D/B^2 > 1$; $d_o = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^2)$

$$d_o = 1.21$$

$$d_c = d_o - (1 - d_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.21$$

$$d_r = 1$$

$$d_r = 1.00$$

b_o, b_q, b_r : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_o = (1 - \beta_r \tan\phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_o = 1.00$$

$$b_c = b_o - (1 - b_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_r = b_o$$

$$b_r = 1.00$$

g_o, g_q, g_r : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_o = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_o = 1.00$$

$$g_c = g_o - (1 - g_o) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_r = g_o$$

$$g_r = 1.00$$

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	81 di 97

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 2903.33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 14.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

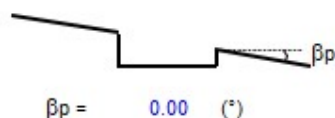
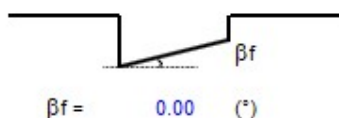
Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1262.32 \geq q = 14.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Nmax

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 13.75 (m)
D = 2.60 (m)



AZIONI

	Valori di calcolo	
N [kN]	349.62	
Mb [kNm]	101.53	Mb=My
Ml [kNm]	0.00	Ml=Mx
Tb [kN]	98.64	Tb=Tx
Tl [kN]	0.00	Tl=Ty
H [kN]	98.64	

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 42.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 42.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 10.00$ (m)

$e_B = 0.29$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.92$ (m)
 $L^* = 13.75$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 52.00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	83 di 97

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$$

$$Nq = 85.37$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 93.71$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N\gamma = 155.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.13$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.13$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.94$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.88 \quad \theta = \arctg(T_b / T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri)

$$i_c = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

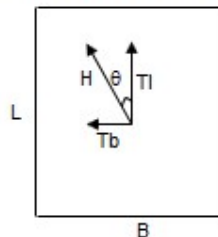
$$i_c = 0.54$$

$$i_q = i_c - (1 - i_c) / (Nq - 1)$$

$$i_q = 0.53$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$$

$$i_\gamma = 0.39$$



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	85 di 97

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4262.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^*$$

$$q = 13.25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1853.07 \geq q = 13.25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Nella tabella che segue si riportano in forma riassuntiva le reazioni vincolari prese a riferimento per lo studio della struttura di fondazione in condizioni sismiche:

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE							
Combinazione		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. Nmax	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00
Comb. Nmin	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00
Comb. Mx,max	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00
Comb. My,max	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00
Comb. Fx,max	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00
Comb. Fy,max	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00

Tab. 6 – Combinazioni di verifica sismiche

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE							
Combinazione		Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Comb. Nmax	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00
Comb. Nmin	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00
Comb. Mx,max	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00
Comb. My,max	57SED1-	50.51	0.00	182.39	0.00	54.11	0.00

Tab. 7 – Combinazioni di verifica sismiche

Nelle pagine a seguire si riportano la verifiche di capacità portante per entrambe le condizioni di carico.

Si riportano i valori dei coefficienti parziali utilizzati per le proprietà del terreno e le resistenze.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

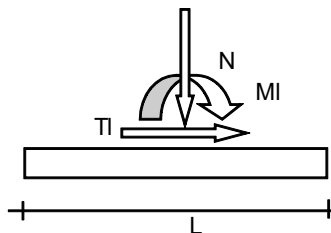
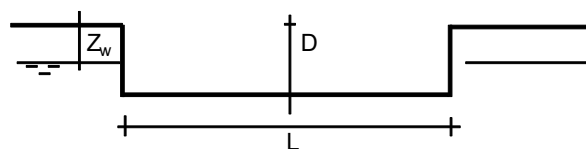
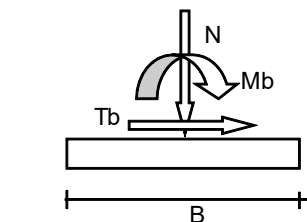
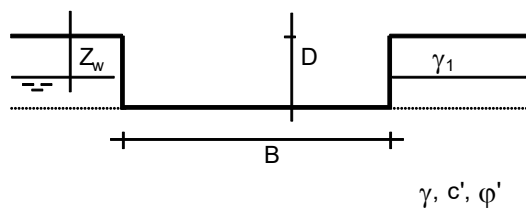
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)



**LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA.
RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA.
STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO
PROGETTO ESECUTIVO**

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	87 di 97

Nmax


Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	88 di 97

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 13.75 (m)
D = 2.60 (m)

$\beta_f = 0.00$ (°)



$\beta_p = 0.00$ (°)

AZIONI

	Valori di calcolo	
N [kN]	182.39	
Mb [kNm]	54.11	Mb=My
Ml [kNm]	0.00	Ml=Mx
Tb [kN]	50.51	Tb=Tx
Tl [kN]	0.00	Tl=Ty
H [kN]	50.51	

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 42.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 42.00$ (°)
kh = 0.21

Profondità della falda

Zw = 10.00 (m)

$e_B = 0.30$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.91$ (m)
 $L^* = 13.75$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 52.00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	89 di 97

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}$$

$$Nq = 85.37$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 93.71$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N\gamma = 155.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L^2 \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.13$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^2$$

$$s_q = 1.12$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^2 / L^2$$

$$s_\gamma = 0.94$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^2 / L^2) / (1 + B^2 / L^2) = 1.88 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^2 / B^2) / (1 + L^2 / B^2) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m₁cos²θ) in tutti gli altri

$$i_b = (1 - H / (N + B \cdot L^2 \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^m$$

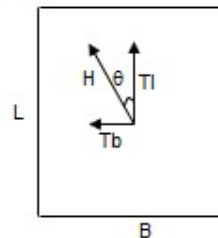
$$i_b = 0.54$$

$$i_c = i_b - (1 - i_b) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.54$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B \cdot L^2 \cdot c' \cdot \cotg \varphi'))^{m+1}$$

$$i_\gamma = 0.39$$



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	90 di 97

d_o, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.18$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1.19$$

$$d_y = 1$$

$$d_r = 1.00$$

b_o, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_r = 1.00$$

g_o, g_q, g_y : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_r = 1.00$$

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	91 di 97

z_0, z_q, z_γ : fattori di correzioni sismiche secondo PAOLUCCI & PECKER

$$z_q = (1 - kh/\tan\beta_p)^{0.5}$$

$$z_q = 0.91$$

$$z_c = (1 - 0.32k_n)$$

$$z_c = 0.93$$

$$z_\gamma = z_q$$

$$z_\gamma = 0.91$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3936.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^2$$

$$q = 6.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1711.55 \geq q = 6.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

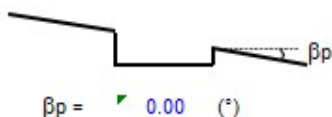
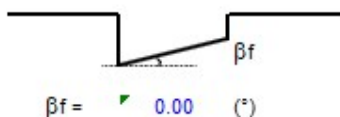
Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	92 di 97

Mymax

(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 2.50 (m)
L = 13.75 (m)
D = 2.60 (m)



AZIONI

	Valori di calcolo	
N [kN]	182.39	
Mb [kNm]	54.11	Mb=My
Ml [kNm]	0.00	Ml=Mx
Tb [kN]	50.51	Tb=Tx
Tl [kN]	0.00	Tl=Ty
H [kN]	50.51	

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 42.00$ (°)

Profondità della falda

Zw = 10.00 (m)

$e_B = 0.30$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

Valori di progetto

$c^* = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi^* = 42.00$ (°)
kh = 0.21

$B^* = 1.91$ (m)
 $L^* = 13.75$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 52.00 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	93 di 97

Nc, Nq, Nγ : coefficienti di capacità portante

$$Nq = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$Nq = 85.37$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 93.71$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N\gamma = 155.54$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L^2 \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.13$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^2$$

$$s_q = 1.12$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^2 / L^2$$

$$s_\gamma = 0.94$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.88 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.12 \quad m = 1.88 \quad (-)$$

$$i_b = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme
e m=(m_bsin²θ+m₁cos²θ) in tutti gli altri

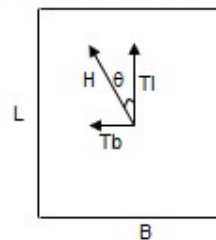
$$i_b = 0.54$$

$$i_c = i_b - (1 - i_b) / (Nq - 1)$$

$$i_c = 0.54$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$$

$$i_\gamma = 0.39$$



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	94 di 97

d₀, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^2 \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2 / B^2$

per $D/B^2 > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^2)$

$$d_q = 1.18$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$d_c = 1.19$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

b₀, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\phi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g₀, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0.00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	95 di 97

z_0, z_q, z_γ : fattori di correzioni sismiche secondo PAOLUCCI & PECKER

$$z_q = (1 - kh/\tan\beta_p)^{0.5}$$

$$z_q = 0.91$$

$$z_c = (1 - 0.32k_n)$$

$$z_c = 0.93$$

$$z_\gamma = z_q$$

$$z_\gamma = 0.91$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4320.00 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B \cdot L^2$$

$$q = 6.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

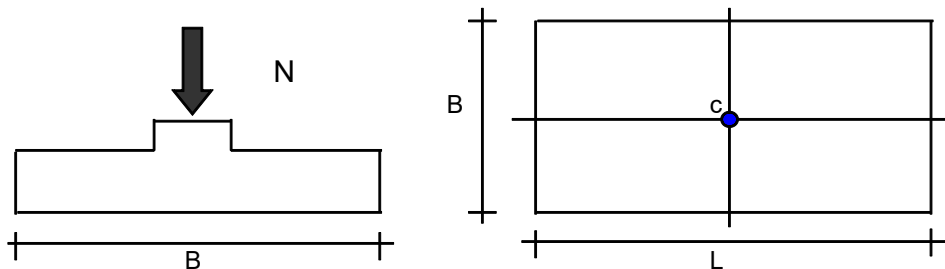
$$q_{lim} / \gamma_R = 1878.26 \geq q = 6.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

9.1.2 Verifica dei cedimenti

Si riporta la verifica dei cedimenti della fondazione in corrispondenza del massimo sforzo normale agente.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:



Relazione di calcolo tombino stradale

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Y	00 D 11	CL	NV04 0002	A	96 di 97

Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2))/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 2.50 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 13.75 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 350 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 10.18 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
 ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	STRATO B	5.00	0.0	5.0	1.0	47500	0.30	0.04
2	STRATO C	8.00	5.0	13.0	1.0	30000	0.30	0.24
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-
-			0.0	0.0				-

$$\delta_{ctot} = 0.28 \text{ (cm)}$$

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>LINEA FERROVIARIA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO TRATTA LUNGHEZZA– GUIDONIA. STAZIONE DI GUIDONIA COLLEFIORITO PROGETTO ESECUTIVO</p>												
<p>Relazione di calcolo tombino stradale</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>NMOY</td> <td>00 D 11</td> <td>CL</td> <td>NV04 0002</td> <td>A</td> <td>97 di 97</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	97 di 97
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
NMOY	00 D 11	CL	NV04 0002	A	97 di 97								

10 INCIDENZA

I valori delle incidenze di armatura lenta sono indicati nella seguente tabella:

Piedritti	60 kg/mc
Soletta superiore	65 kg/mc
Soletta inferiore	65 kg/mc

Come previsto dall' Eurocodice (UNI EN 1992-1-1) per le piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale.

Pertanto nel calcolo è stata considerata un' armatura longitudinale diffusa $\phi 16/20$ ed un incremento del 15% per tener conto della presenza di legature e spille.

11 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto e alla verifica del tombino stradale alla progressiva 0+436.00. Le verifiche strutturali e geotecniche rispettano le indicazioni delle Normative tecniche di riferimento.