

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

INTERFERENZE IDRAULICHE

IN01 - Tombino Scatolare a spinta 4x2 (pk 0+300)

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 26 CL IN0100 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	M.Salleolini 	Gen-2020	A.Barreca 	Gen-2020	F.Sacchi Apr-2020
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Apr-2020	M.Salleolini 	Apr-2020	A.Barreca 	Apr-2020	

INDICE

1. PREMESSA	5
2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	6
3. PROGETTO NUOVO TOMBINO	7
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA	8
3.3. GEOMETRIA.....	8
3.4. MATERIALI	9
3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	11
3.7. ANALISI DEI CARICHI	12
3.8. VERIFICA REQUISITI S.T.I.....	20
3.9. COMBINAZIONI DI CARICO	22
3.10. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	29
3.10.1. INVILUPPO SLU-SLV	29
3.10.2. INVILUPPO SLE (RARA)	33
3.11. VERIFICHE	36
3.12. VERIFICHE DELLE SEZIONI	37
3.13. VERIFICHE GEOTECNICHE	43
3.13.1. BASE REACTION.....	43
3.13.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	47
3.13.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	55
3.13.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE.....	61
3.13.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	69
3.13.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO.....	75
3.14. OPERE DI IMBOCCO E SBOCCO	76
3.14.1. GEOMETRIA.....	76

3.14.2.	ANALISI DEI CARICHI	76
3.14.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	77
3.14.4.	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	80
3.14.4.1.	INVILUPPO SLU-SLV.....	80
3.14.4.2.	INVILUPPO SLE (RARA).....	84
3.14.5.	VERIFICHE	87
3.14.5.1.	VERIFICHE DELLE SEZIONI.....	88
3.14.5.2.	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	91
3.14.5.2.1.	BASE REACTION.....	91
3.14.6.	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	95
3.14.7.	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	103
3.14.8.	VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE.....	109
3.14.9.	VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	117
3.14.10.	TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO	123
4.	OPERE DI VARO	124
4.1.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA E DATI DI INPUT.....	124
4.2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	125
4.3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	126
4.4.	MATERIALI.....	127
4.5.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	128
4.6.	DIMENSIONAMENTO DELL'APPARATO DI SPINTA	129
4.6.1.	CONDIZIONI DI CALCOLO	129
4.6.2.	DETERMINAZIONE DEI PESI E DELLE SPINTE.....	130
4.7.	VERIFICA GEOTECNICA	132
4.7.1.	SOLLECITAZIONI - SPINTA DEL MONOLITE	132
4.7.2.	SPINTA PASSIVA	133
4.7.3.	RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO.....	134
4.7.4.	CALCOLO COEFFICIENTE DI SICUREZZA.....	134

4.8. VERIFICHE STRUTTURALI.....	135
4.8.1. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA.....	135
4.8.1.1. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE ORIZZONTALI.....	136
4.8.1.2. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE VERTICALI.....	137
4.8.1.3. VERIFICA DEL MURO REGGISPINTA.....	139
4.8.2. VERIFICA DELLA PLATEA DI VARO.....	141

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un sottopasso lungo la linea ferroviaria “Messina-Catania-Palermo”, facente parte del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Lercara –Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

Lo scatolare in oggetto è situato alla progressiva 0+300.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all’opera.

Si riportano di seguito una sezione longitudinale e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento.

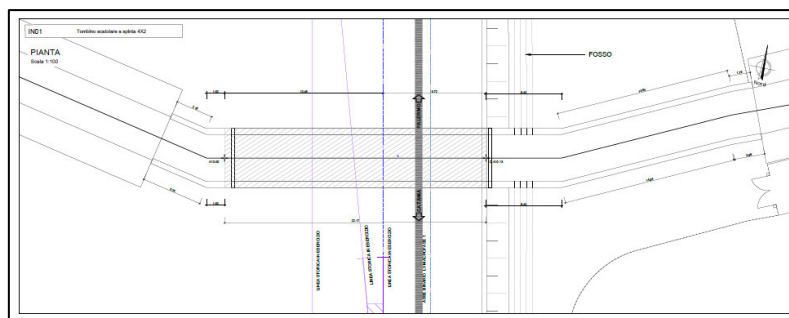


Figura 1a. Sezione planimetrica dello scatolare

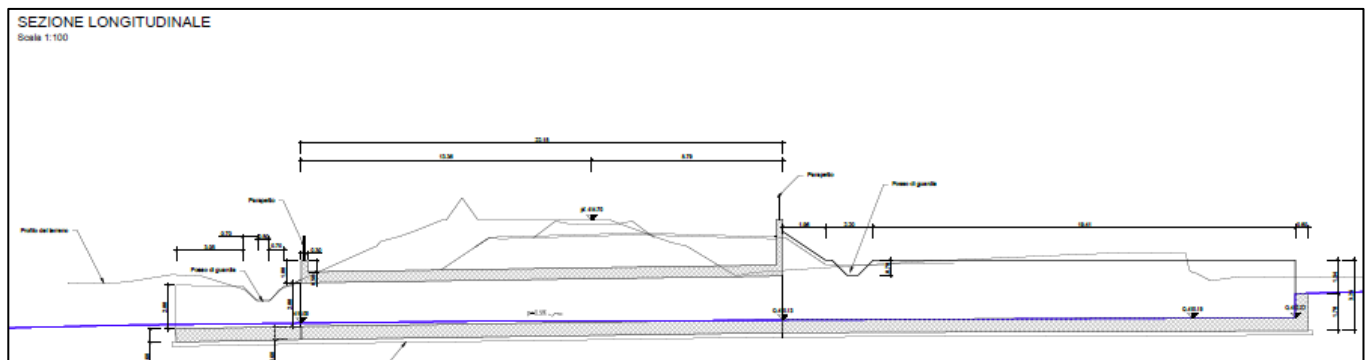


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare

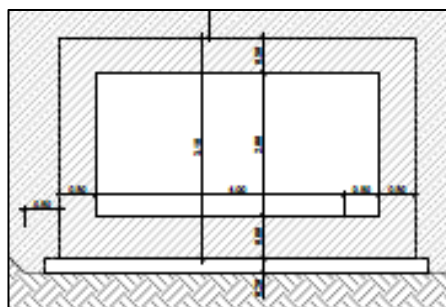


Figura 2. Sezione trasversale dello scatolare

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad H_{ric} , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne 4.00×2.00 m, con piedritti e soletta superiore di spessore 0.50 m, soletta inferiore di spessore 0.60 m. Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Fig. 2] di cui al paragrafo precedente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia:

Spessore medio del ballast + armamento	H_b	[m]
Spessore traversina + rotaie (35 cm)	H_{tb}	[m]
Larghezza traversina	L_{tb}	[m]
Spessore del rinterro	H_r	[m]
Larghezza totale del sottopasso	L_{tot}	[m]
Larghezza utile del sottopasso	L_{int}	[m]
Spessore della soletta	S_s	[m]
Spessore piedritti	S_p	[m]
Spessore fondazione	S_f	[m]
Altezza libera del sottopasso	H_{int}	[m]
Altezza totale del sottopasso	H_{tot}	[m]
Larghezza striscia di calcolo	b	[m]

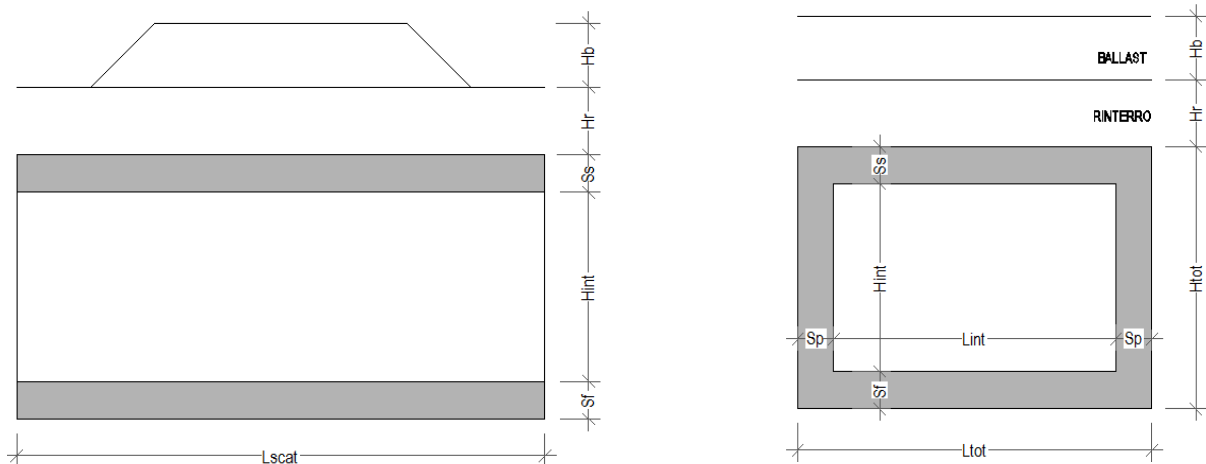


Figura 2. Simbologia adottata

3. PROGETTO NUOVO TOMBINO

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione di un nuovo tombino nel rispetto della norma attualmente vigente NTC18.

3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto delle normativa NTC18 attualmente vigente.. In particolare si è fatto riferimento:

- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
 - Circolare 21 Gennaio 2019, Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento n. 7 delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018
 - RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario
 - RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
 - EN 1992-1-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building
 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture
 - RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili
 - EC08 Eurocodice 8.
 - Regolamento (UE) Specifiche tecniche di interoperabilità per il N.1299/2014 del 18 novembre sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario 2014 della Commissione dell'Unione Europea.
- Europea

3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

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

Unità di misura derivate da

- (kiloNewton)	10^3 N
----------------	----------

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)
ε (epsilon)	deformazione	(m/m) -
ϕ (fi)	angolo di resistenza	(°)

3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	4.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	2.00 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.50 m	
Spessore soletta	Ss	0.50 m	
Spessore fondazione	Sf	0.60 m	
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	1.30 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	2.10 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	5.00 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	3.10 m	Hint+SPs+SPf

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principali sono:

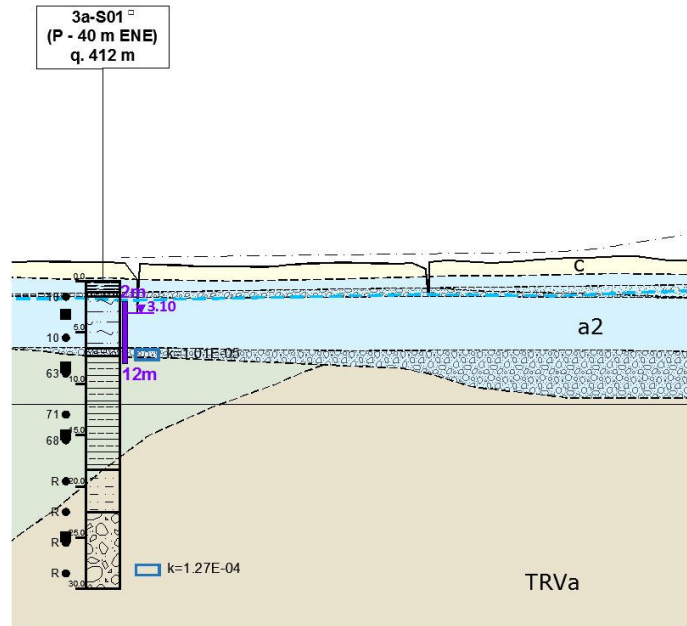
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, dove:
 - $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$.
- Modulo elastico: $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$.
- Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;
- Classe di esposizione XA1
- Copriferro = 40 mm
- Condizioni ambientali: aggressive
- Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Acciaio da cemento armato normale B450C controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove
 - $\gamma_s = 1.15 = 391 \text{ Nmm}^2$
 - Allungamento $D1 > 12\%$
 - Modulo di elasticità: $E_s = 206000 \text{ Nmm}^2$
 - Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$

3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito uno stralcio del profilo geotecnico (RS3T30D26F6GE0000001C) della zona di riferimento:



Per l'inquadramento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano gli stralci significativi del profilo geotecnico e dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, del rinterro e del rinfianco.

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità
la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

1) a2

Alternanza di prevalenti argille e argille siltose di colore da bruno a bruno tabacco con silti e quarzoareniti torbiditiche

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	25.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	10.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	50.0 kN/m ²

I parametri geotecnici del rinterro e del terreno di rinfianco sono i seguenti:

Peso specifico rinterro	FERROVIARIO	γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito rinterro		ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione rinterro		c_u	0.0 kN/m ²	
Peso specifico terreno di rinfianco		γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfianco		ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione terreno di rinfianco		c_u	0.0 kN/m ²	

3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

- $s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):
 - $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B)$ rettangolare con $L / B \leq 10$
 - $c_t = 2 + 0.0089 (L / B)$ rettangolare con $L / B > 10$
- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo k_w è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

- $k_w = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot c_t]$

Il litotipo presente nella zona oggetto di intervento è il seguente :

- **TERRENO a2** alluvioni (argilla e argilla limosa) $E=20$ MPa

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E un valore medio.

Terreno:	a2
$E=$	20000 kN/m ²
$n=$	0.3
$B=$	4 m
$L=$	10 m
$L/B=$	2.5
$c_t=$	1.342
$K_w=$	4093 kN/m ³

3.7. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il *peso proprio* delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma=25\text{kN/m}^3$.

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{ds}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	12.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	12.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Carichi permanenti portati (condizione PERM)

peso specifico ballast	γ_b	18 kN/m ³	
altezza ballast	H_b	0.80 m	
peso ballast	P_b	14.40 kN/m	$\gamma_b \times H_b$
peso specifico rinterro	γ_r	19 kN/m ³	
altezza rinterro	H_r	1.30 m	
peso rinterro	P_r	24.70 kN/m	$\gamma_r \times H_r$
Permanente totale	G_{2p}	39.10 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	9.78 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

I carichi concentrati nei nodi 1 e 2 (i nodi tra la soletta superiore e i piedritti), rappresentano il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

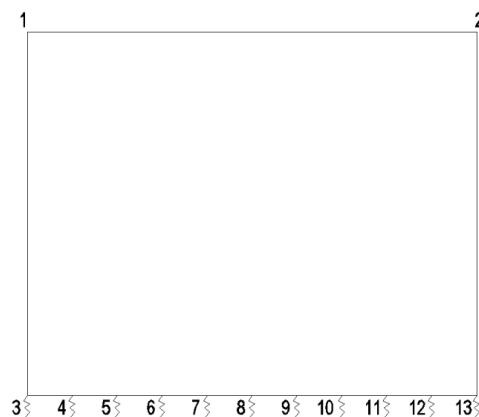


Figura 3. Numerazione dei nodi nel modello strutturale.

Spinta del terreno (condizioni SPTSX eSPTDX)

Le caratteristiche del rinterro, di seguito riportate, sono state determinate con indagini in sito SPT:

$\varnothing=38^\circ$ Angolo di attrito
 $\gamma_r=19 \text{ kN/m}^3$ Peso specifico rinterro
 $C_u=0$ Coesione non drenata

angolo di attrito rinterro	\varnothing'	38 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.238	$(1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.384	$(1 - \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4.204	$(1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing)$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	15.03 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r)$
Pressione asse soletta superiore	P2	16.85 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	35.47 kN/m ²	$k_o \times [P_b + P_r + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	37.67 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	3.99 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	10.97 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

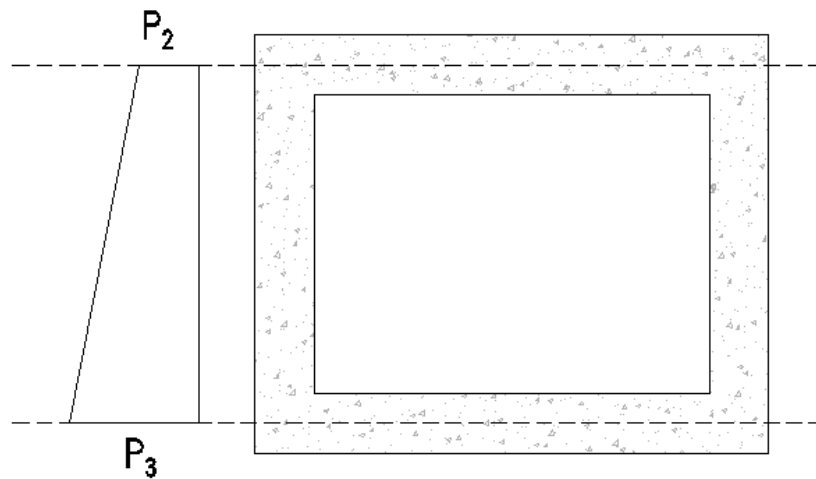


Figura 4. Spinte del terreno

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno LM 71 rispetto al carico dovuto al treno SW/2.

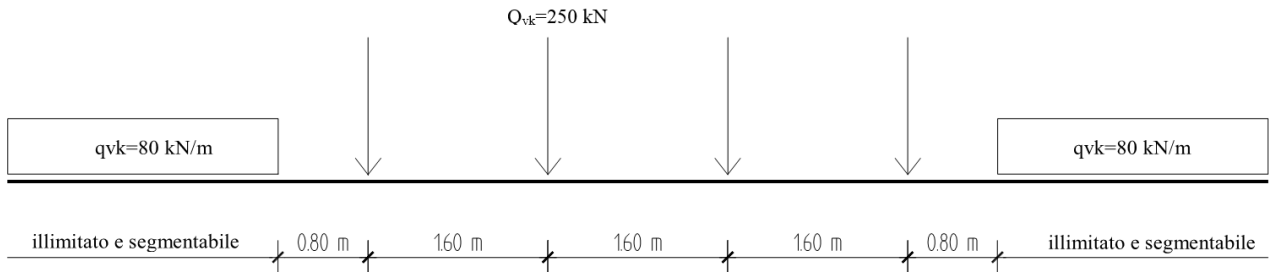


Figura 5. Treno LM71

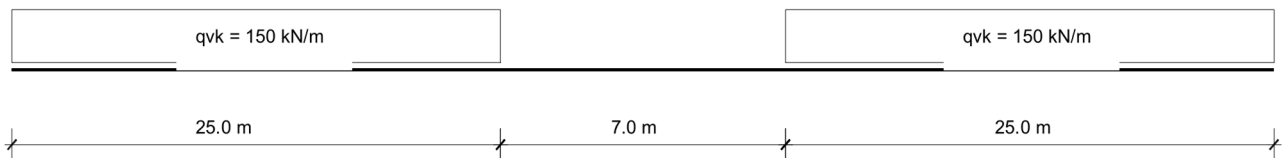


Figura 6. Treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al paragrafo 1.4.2 “effetti dinamici” delle istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari.

poiché risulta:

$H_{int} < 5 \text{ m}$

$L_{int} < 8 \text{ m}$

Si ottiene considerando un ridotto standar manutentivo $\Phi_3 = 1.35$. In accordo al §5.2.2.2.3 NTC18 tale coefficiente dinamico nei casi di scatolari, con o senza solettone, aventi copertura $h > 1,0$ può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

dove h , in metri, è l’altezza della copertura dall’estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse $[H_{ric}]$. Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Si riporta di seguito una schematizzazione della diffusione dei carichi ferroviari (LM71 e SW2) rispettivamente attraverso ballast, rinterro e soletta.

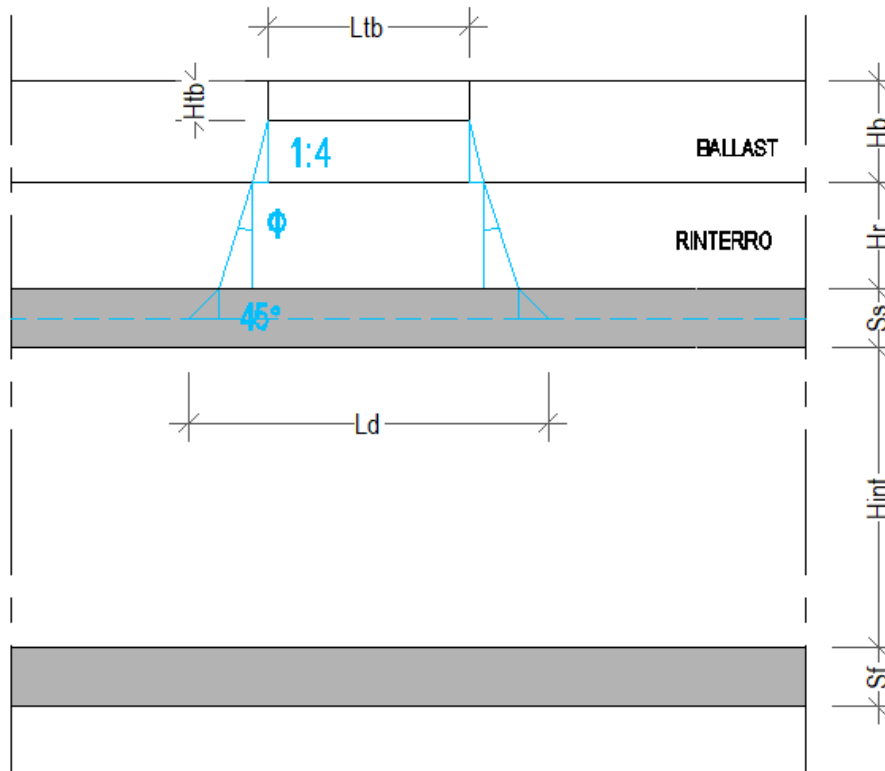


Figura 7. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

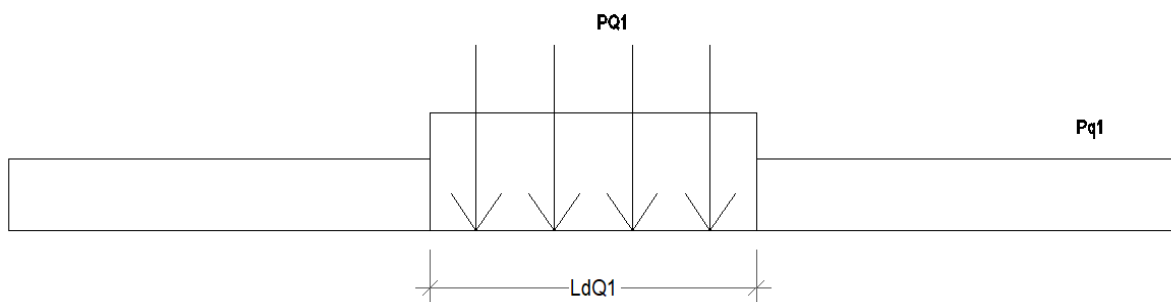


Figura 8. Carichi Treno LM71 su L_d

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti di detta soletta, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la larghezza L_{dQ1} del treno di carico.

Incremento dinamico	$\Phi 3^*$	1,35	<i>* valido per $H_{int} < 5m$, $L_{int} < 8m$</i>
Incremento dinamico con ricoprimento	$\Phi 3$	1,24	<i>$\Phi 3 = 1$ per $H_{ric} > 2,5m$</i>
Lunghezza caratteristica	$L\phi$	4,00 m	<i>tab. 5.2.II - NTC2018</i>
Coefficiente di adattamento	α	1,10	
Larghezza di diffusione nel ballast	L_{db}	0,20 m	<i>Diffusione 1:4 nel ballast</i>
Larghezza di diffusione nel rinterro	L_{dr}	2,03 m	<i>Diffusione secondo angolo attrito</i>
Larghezza di diffusione nel cls	L_{dc}	0,50 m	<i>Diffusione 45° nel cls</i>
Larghezza trasv. di diffusione del carico	L_d	5,13 m	<i>$L_{db} + L_{dr} + L_{dc}$</i>
Carico distribuito per treno LM71	q_1	80,00 kN/m	
Carico concentrato per treno LM71	Q_1	250,00 kN	
N°. carichi concentrati per treno LM71	N_{Q1}	4	
Larghezza applicazione carichi conc. Q_1	L_{aQ1}	6,40 m	
Larghezza distribuzione carichi conc. Q_1	L_{dQ1}	6,40 m	
Carico ripartito verticale per LM71 (q_1)	P_{q1}	21,27 kN/m ²	<i>$q_1 \times \Phi 3 \times \alpha / L_d$</i>
Carico ripartito verticale per LM71 (Q_1)	P_{Q1}	41,53 kN/m ²	<i>$Q_1 \times N_{Q1} \times \Phi 3 \times \alpha / (L_d \times L_{dQ1})$</i>

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico (condizioni SPACCSX e SPACCDX)

Carico distribuito per treno LM71	S_{q1}	6.59 kN/m ²	<i>$(q_1 \times \alpha / L_d) \times K_0$</i>
Carico concentrato per treno LM71	S_{Q1}	12.87 kN/m ²	<i>$Q_1 \times N_{Q1} \times \alpha / (L_d \times L_{dQ1}) \times K_0$</i>
Spinta semispessore soletta superiore	F_{q1sup}	3.22 kN/m	<i>$SP_{Q1} \times SP_s / 2$</i>
spinta semispessore soletta inferiore	F_{q1inf}	3.86 kN/m	<i>$SP_{Q1} \times SP_i / 2$</i>

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

La forza di frenatura del modello SW/2 agente su tutta la larghezza dello scatolare è pari a 35 kN/m, mentre quella di avviamento del modello LM71 è di 33 kN/m. Visto che il treno sfavorevole è quello LM71, anche per il calcolo della frenatura si considera il carico LM71 in avviamento. Distribuendo tale forza sulla larghezza di diffusione del carico si avrà:

Avviamento e frenatura LM71	A_v	33.00 kN/m	
Avviamento e frenatura LM71 distribuiti	q_{Av}	6.43 kN/m	<i>A_v / L_d</i>

Azioni termiche (condizione:TERM)

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^\circ C$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t = \pm 5^\circ C$.

Variazione termica uniforme	ΔT_{unif}	+15.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
Variazione termica differenziale	ΔT_{diff}	+5.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
Gradiente		+10.00 [°/m]	<i>$\Delta T_{diff} / S_s$</i>

Ritiro (condizione: RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M. 17-01-2018.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

Variazione termica uniforme equivalente $\Delta T_{\text{ritiro}} = -[11.80^\circ]$ *Sulla soletta superiore*

Azioni sismiche

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$$k_h = a_{\max} / g$$

$$k_v = \pm 0,5 * k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 75$ anni ed una III classe d'uso $C_u = 1,5$;

segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_u = 112,5$ anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad a_g , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno del tipo ed in base al fattore di amplificazione del sito F_0 si ottiene:

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,..) sono pari alle masse moltiplicate per kh e k_v ove: $kh = \beta_M \times S \times ag/g$ e $k_v = kh / 2$. Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, $\beta_M = 1$.

vita nominale	V_N	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	C_U	1,50
vita di riferimento = $C_U * V_N$	V_R	112,5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%
periodo di ritorno del sisma	T_R	1068 anni

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine	37,72895
Longitudine	13,66850

Parametri sismici di progetto

spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0,109 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	F_o	2,656 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T^*c	0,376
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S_T	1,000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per $\xi <> 5\%$	η	1,000

Tab.3.2.V	S_S	C_C	S_S	C_C
A	1,00	1,00	1,50	1,45
B	1,20	1,34		
C	1,50	1,45		
D	1,80	2,04		
E	1,60	1,70		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S_S	1,500
coefficiente di amplificazione	S	1,500
coefficiente categoria sottosuolo	C_C	1,450
periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$	T_B	0,182 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$	T_C	0,545 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$	T_D	2,036 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s \times S_t \times ag/g$	ago,max	0,164 g

Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito	β	1,000
$ao = kh = ago,max = S \times ag/g$	ao = kh	0,1635 g
$av = kv = kh / 2$	av = kv	0,0818 g

valore PGA x scatolare

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F'h	9,79 kN/m	$(P_{ss}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times kb$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''h	2,04 kN/m ²	$P_p \times kb$

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza verticale sulla soletta di copertura	F''v	4,90 kN/m ²	$(P_{ss}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times kv$

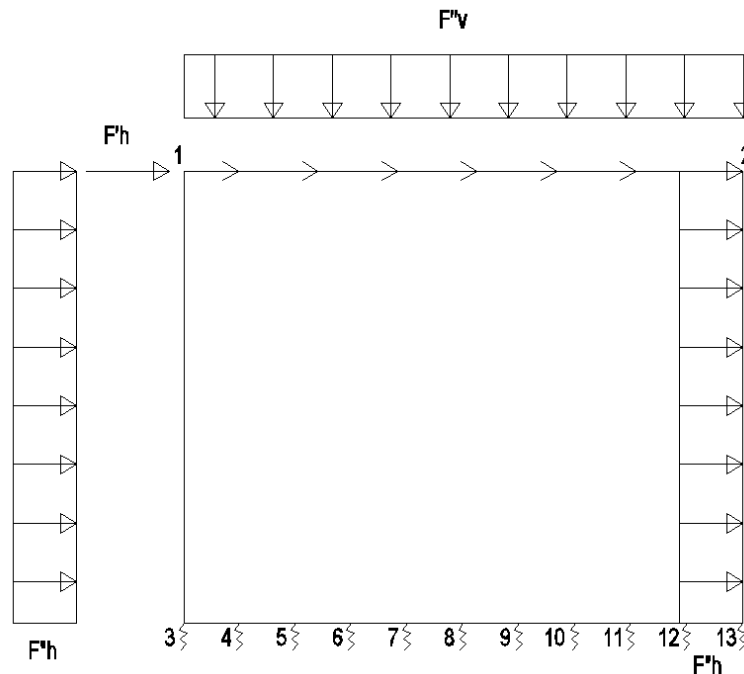


Figura 9. Forze sismiche agenti sulla struttura

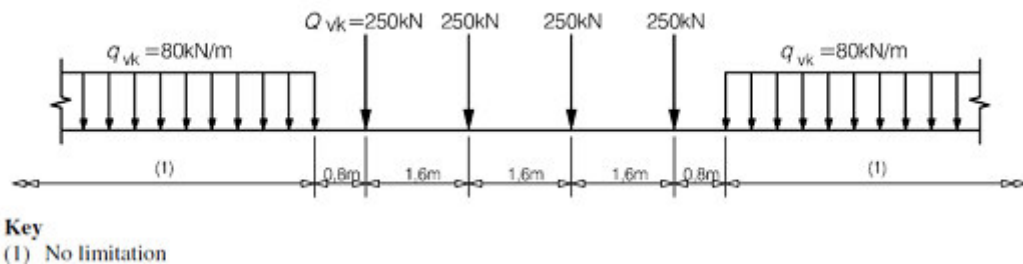
Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSSDX e SPSSX)

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	17,38 kN/m ²	$(\%P_{Q1}+G2p+\gamma r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QWsup	4,35 kN	$qW \times S_s / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QWinf	5,21 kN	$qW \times S_f / 2$

3.8. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con cui si dà evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

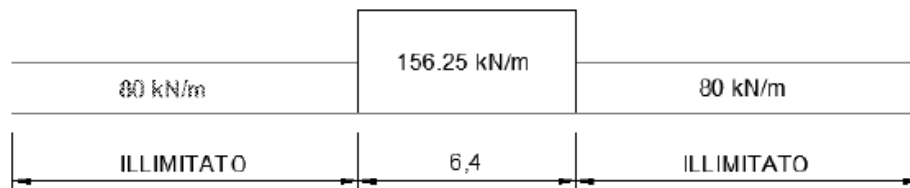
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



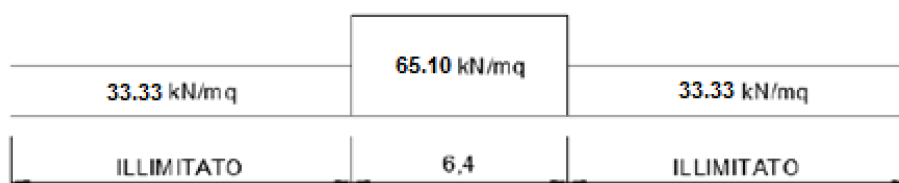
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a $2,40 \text{ m}$ in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



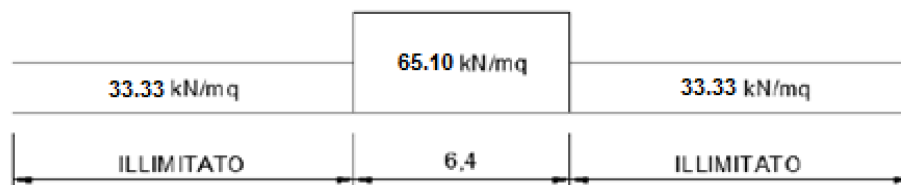
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$L_d = 2.4 + 0.40 / 4 * 2 = 2.60 \text{ m}$$

anziché:

$$L_d = 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = 3.20 \text{ m}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente α pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

- $q_1 = 4 \cdot 250 / 6.4 / 2.60 = 60.10 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

3.9. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

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

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

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

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

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki} . I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

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

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Sx	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Dx	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV

Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_TER
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica verticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX

La 4 condizioni di carico:

$\Delta T_{uniforme} = \pm 15^\circ$

$\Delta T_{differenziale} = \pm 5^\circ$

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involuppate nella condizione ENV_TERM, la quale viene impiegata nelle successive combinazioni di carico per massimizzare gli effetti termici.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza. Combinazione fondamentale

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

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	1s	2sl	3slu	4slu	5slu	6slu	7sl	8sl	9sl	10sl	11sl	12sl	13sl
DEAD	1.	1.3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.3	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.3	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM	1.	1.4	1.45	1.45	1.45	0	1.4	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.01
SPACCS	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCD	1.	0	0	1.45	1.45	1.45	1.4	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.01
AVV	1.	1.4	1.45	1.45	1.45	0	1.4	0	0	0	0	0	1.45
ENV_T	0	-	0	0	0	0	-	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di Carico Sismiche								
	SH1	SH	SH	SH	SV1	SV2	SV3	SV4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

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

Combinazioni di carico SLE			
	1sle	2sle	3sle
DEAD	1	1	1
PERM	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8
ACCM	0.8	0.8	0.8
SPACCSX	0.8	0.8	0
SPACCDX	0.8	0.8	0.8
AVV	-0.8	0.8	-0.8
ENV_TER	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1

Modellazione adottata

Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Asta 1 = Sezione 100 x 60 cmq (soletta inferiore)

Aste 2,4 = Sezione 100 x 50 cmq (piedritti)

Aste 3 = Sezione 100 x 50 cmq (soletta superiore)

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dalla relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

ks		4093 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.450 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	1842 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.450 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	2763 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.475 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	3888 kN/m

Nodi

N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10
Linterasse	4.50 m
Hinterasse	2.55 m

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.01.0.0.003	REV. B	FOGLIO 28 di 143
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

Nodo	X	Z
1	0.000	2.550
2	4.500	2.550
3	0.000	0.000
4	0.450	0.000
5	0.900	0.000
6	1.350	0.000
7	1.800	0.000
8	2.250	0.000
9	2.700	0.000
10	3.150	0.000
11	3.600	0.000
12	4.050	0.000
13	4.500	0.000

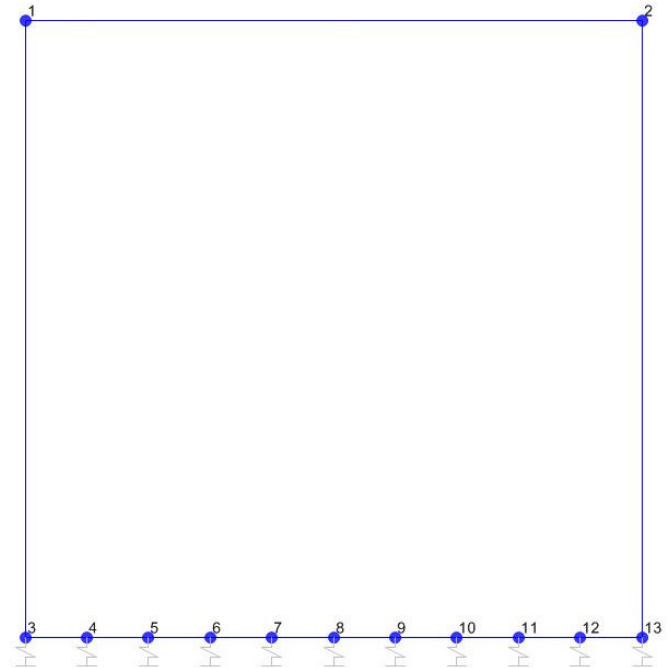


Figura 10. Numerazione nodi modello SAP

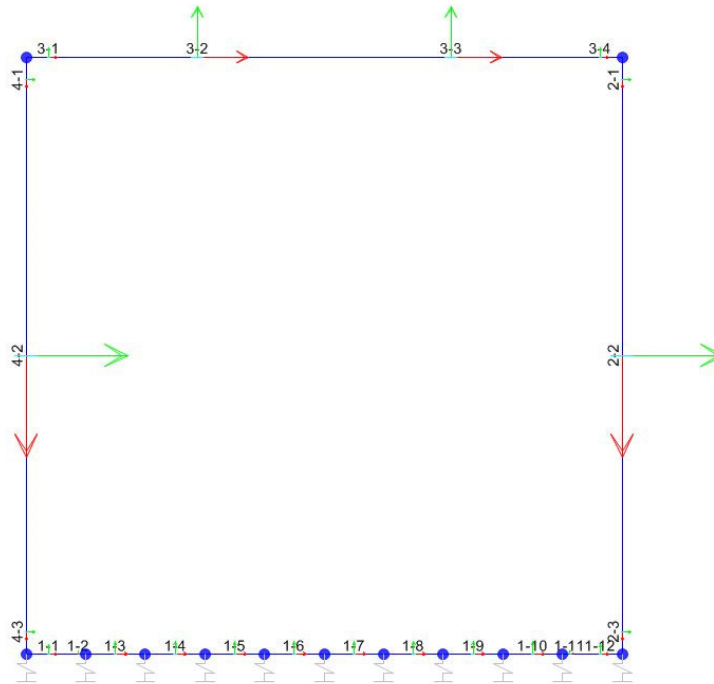


Figura 11: Individuazione elementi modello SAP

3.10. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

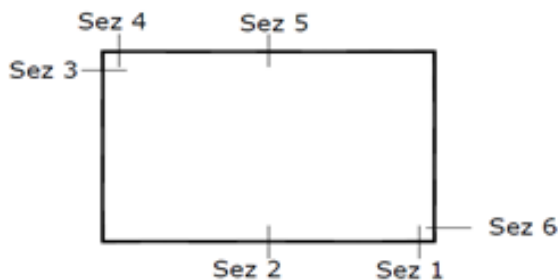
3.10.1. Inviluppo SLU-SLV

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	259.0	130.9
1	0.46053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	189.8	76.7
1	0.67105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	194.1	36.3
1	0.88158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	198.3	-1.6
1	1.09211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	127.4	-19.9
1	1.30263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	131.7	-32.5
1	1.51316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	84.8	-41.4
1	1.72368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	89.0	-49.4
1	1.93421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	40.9	-53.5
1	2.14474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	45.2	-56.2
1	2.35526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-2.7	-56.7
1	2.56579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	0.4	-54.9
1	2.77632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-24.1	-48.1
1	2.98684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-20.9	-38.1
1	3.19737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-46.0	-27.7
1	3.40789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-42.9	-14.3
1	3.61842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-82.3	2.2
1	3.82895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-79.1	38.7
1	4.03947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-76.0	76.7
1	4.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-112.7	130.9
1	0.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	103.8	-3.4
1	0.46053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	62.0	-41.4
1	0.67105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	65.1	-76.8
1	0.88158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	68.3	-114.7
1	1.09211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	28.4	-138.6
1	1.30263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	31.5	-161.8
1	1.51316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	7.2	-177.2
1	1.72368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	10.4	-191.1
1	1.93421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-12.8	-198.6
1	2.14474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-9.6	-203.0
1	2.35526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-45.2	-202.6
1	2.56579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-40.9	-197.5
1	2.77632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-89.0	-189.3
1	2.98684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-84.8	-174.7
1	3.19737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-131.7	-158.5
1	3.40789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-127.4	-136.4
1	3.61842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-198.3	-115.3
1	3.82895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-194.1	-78.5
1	4.03947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-189.8	-42.6

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

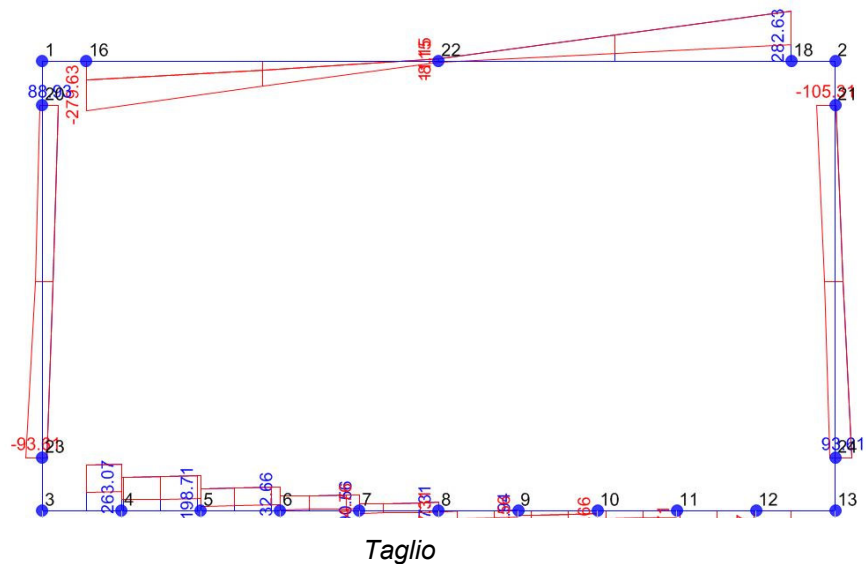
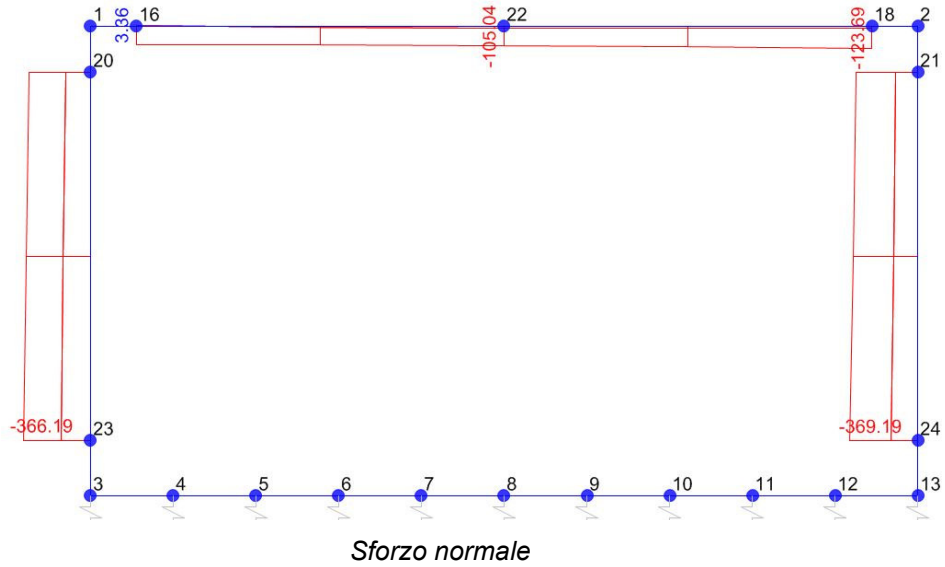
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.01.0.0.003	REV. B	FOGLIO 30 di 143
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

1	4.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-259.0	-3.4
2	0.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-120.8	5.0	-39.8
2	1.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-133.3	42.2	-25.1
2	2.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-145.8	93.6	-25.2
2	0.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-335.5	-105.3	-195.7
2	1.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-352.3	-59.2	-130.7
2	2.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-369.2	-29.5	-164.1
3	0.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	3.4	-108.0	-10.1
3	1.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-6.0	-53.0	176.7
3	2.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-10.9	11.2	240.9
3	3.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-10.9	146.9	181.5
3	4.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-10.9	282.6	-1.6
3	0.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-100.3	-279.6	-144.7
3	1.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-100.3	-143.9	19.6
3	2.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-105.0	-8.2	45.9
3	3.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-114.4	43.4	15.8
3	4.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-123.7	95.0	-145.9
4	0.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-134.6	88.9	191.9
4	1.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-147.1	58.8	133.0
4	2.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-159.6	27.8	164.7
4	0.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-332.4	-14.1	38.0
4	1.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-349.3	-36.6	33.0
4	2.25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-366.2	-93.6	20.1



SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	259.0	130.9
02	0.0	0.0	203.0
03	-120.8	105.3	195.7
04	0.0	282.6	145.9
05	0.0	0.0	240.9
06	-145.8	105.3	164.7

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA
RS3T

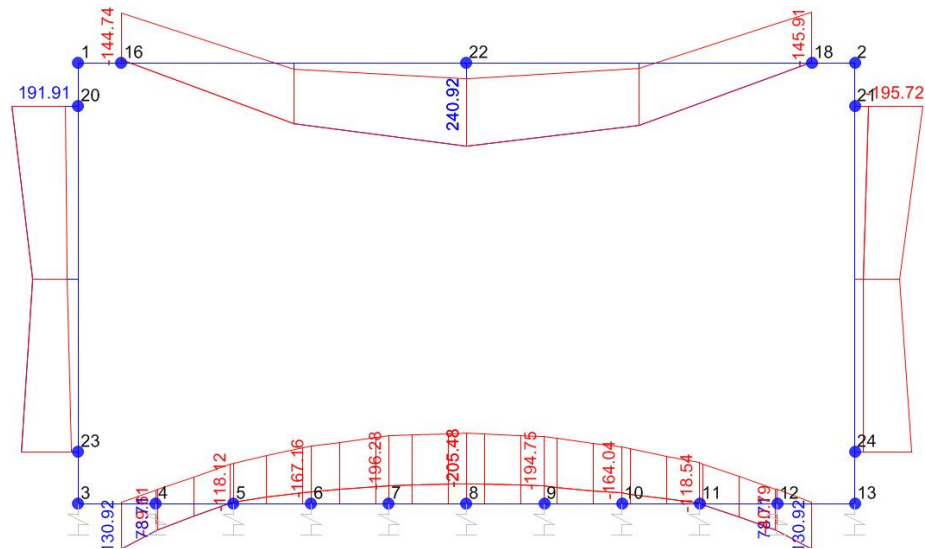
LOTTO
3 0 D 26

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
IN.01.0.0.003

REV.
B

FOGLIO
32 di 143



Momento Flettente

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

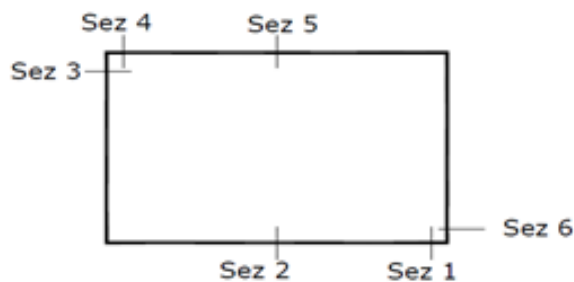
3.10.2. Inviluppo SLE (rara)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	164.1	72.0
1	0.46053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	120.1	37.6
1	0.67105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	123.2	12.0
1	0.88158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	126.4	-14.3
1	1.09211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	81.1	-31.9
1	1.30263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	84.2	-49.3
1	1.51316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	54.2	-62.0
1	1.72368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	57.4	-69.7
1	1.93421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	26.6	-71.6
1	2.14474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	29.7	-71.5
1	2.35526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-2.0	-68.4
1	2.56579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	1.2	-62.2
1	2.77632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-31.3	-54.1
1	2.98684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-28.2	-42.2
1	3.19737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-61.7	-29.3
1	3.40789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-58.5	-11.7
1	3.61842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-111.7	6.1
1	3.82895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-108.6	32.5
1	4.03947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-105.4	58.2
1	4.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-160.2	92.6
1	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	160.1	3.4
1	0.46053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	105.0	-30.4
1	0.67105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	108.1	-53.8
1	0.88158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	111.3	-77.8
1	1.09211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	57.7	-92.0
1	1.30263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	60.9	-105.9
1	1.51316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	27.3	-114.5
1	1.72368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	30.4	-122.2
1	1.93421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-2.2	-125.8
1	2.14474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	0.9	-127.3
1	2.35526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-30.8	-128.0
1	2.56579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-27.6	-128.0
1	2.77632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-58.4	-125.8
1	2.98684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-55.2	-119.6
1	3.19737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-85.1	-112.2
1	3.40789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-81.9	-99.6
1	3.61842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-127.0	-86.5
1	3.82895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-123.8	-63.4
1	4.03947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-120.6	-40.8

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

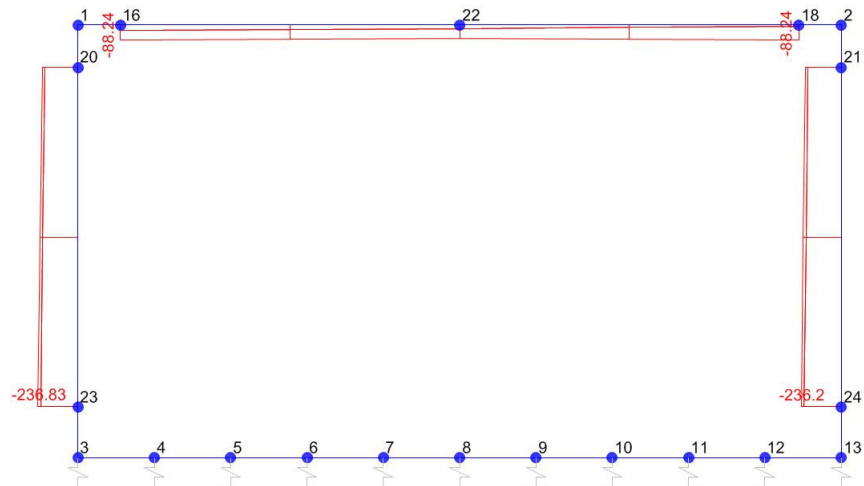
COMMESSA RS3T LOTTO 3 0 D 26 CODIFICA CL DOCUMENTO IN.01.0.0.003 REV. B FOGLIO 34 di 143

1	4.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-164.3	-7.4
2	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-195.7	2.9	-48.0
2	1.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-208.2	31.0	-55.5
2	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-220.7	65.0	-35.1
2	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-211.2	-77.6	-132.1
2	1.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-223.7	-49.5	-77.1
2	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-236.2	-15.5	-112.0
3	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-30.9	-162.2	-22.2
3	1.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-25.7	-77.4	97.9
3	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-20.6	7.5	148.4
3	3.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-15.5	92.3	114.1
3	4.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-10.3	177.1	-5.0
3	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-88.2	-177.7	-100.2
3	1.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-83.1	-92.9	31.9
3	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-78.0	-8.1	79.2
3	3.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-83.1	76.7	29.3
3	4.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-88.2	161.5	-105.4
4	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-196.3	75.9	126.6
4	1.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-208.8	43.3	77.4
4	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-221.3	7.5	93.9
4	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-211.8	17.0	60.3
4	1.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-224.3	-15.6	53.7
4	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-236.8	-55.5	42.4

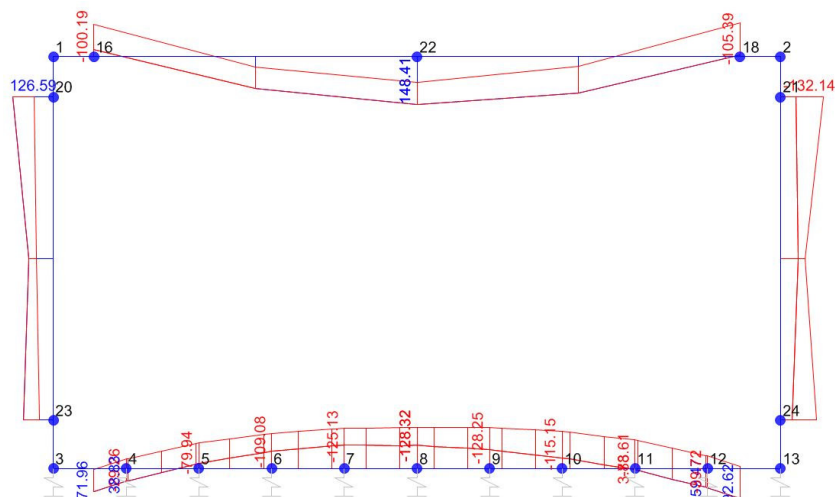


SEZIONE	P	M3
01	0.0	92.6
02	0.0	128.0
03	-195.7	132.1
04	0.0	105.4
05	0.0	148.4
06	-220.7	112.0

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

3.11. VERIFICHE

Il tombino ha:

- **Pareti di spessore pari a 50 cm** dotate di armatura principale **Ø20/10**
- **Soletta superiore di spessore pari a 50 cm** dotata di armatura principale **Ø20/10**
- **Soletta inferiore di spessore pari a 60 cm** dotata di armatura principale **Ø20/10**

La soletta superiore e la soletta inferiore hanno **armatura a taglio 1Ø12/15(long)/50(trasv)** (2 braccia per larghezza unitaria).

Tutti gli elementi hanno **ferri di ripartizione** nella direzione secondaria **Ø14/20**.

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	22%	34%	39%	30%	50%	32%
SLU	Ved/Vrd	37%	0%	41%	62%	0%	40%
SLE	(sigse/sigs)s	4%	6%	10%	6%	9%	9%
SLE	(sigse/sigs)i	17%	24%	23%	25%	35%	17%
SLE	(sigce/sigcr)s	10%	14%	22%	16%	23%	18%
SLE	wk/wklim	36%	49%	43%	47%	66%	33%
	MAX	37%	49%	43%	62%	66%	40%
	MAX	66%					

Le verifiche risultano soddisfatte.

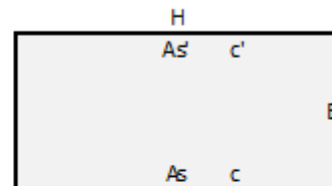
3.12. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Sezione n° 01

Dati di Input

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	130.9 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	259.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N° Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N° Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	92.6 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq,Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	606 kNm	Coeff.Sfrutt.	22%
Vrd	Taglio ultimo resistente	563 kN	Coeff.Sfrutt.	46%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	6 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-16 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	62 Mpa	Coeff.Sfrutt.	17%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	10%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	200 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.07 mm	Coeff.Sfrutt.	36%
			Coeff.Sfrutt.Max	46%

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

 COMMESSA
 RS3T

 LOTTO
 3 0 D 26

 CODIFICA
 CL

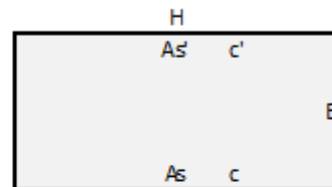
 DOCUMENTO
 IN.01.0.0.003

 REV.
 B

 FOGLIO
 38 di 143

Sezione n°. 02
Dati di Input

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	203.0 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msie	Momento di esercizio [(+)]	128.0 kNm	
Nsie	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output
SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	606 kNm	Coeff.Sfrutt.	34%
Vrd	Taglio ultimo resistente	563 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	6 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

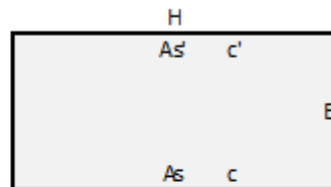
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-21 Mpa	Coeff.Sfrutt.	6%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	86 Mpa	Coeff.Sfrutt.	24%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	200 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10 mm	Coeff.Sfrutt.	49%
			Coeff.Sfrutt.Max	49%

Sezione n° 03

Dati di Input

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	430	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-120.8	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	195.7	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	105.3	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	mm	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	mm	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	3142	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142	mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	0	mm	
s. Staffe	Passo staffe	150	mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez. oriz.)/(proiez. vert.) puntone cls	2.0	[range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0	mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msie	Momento di esercizio [(+)]	132.1	kNm	
Nsie	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-195.7	kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80	fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	505	kNm	Coeff.Sfrutt.	39%
Vrd	Taglio ultimo resistente	258	kN	Coeff.Sfrutt.	41%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

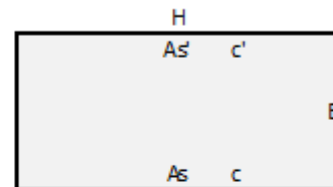
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-35	Mpa	Coeff.Sfrutt.	10%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	82	Mpa	Coeff.Sfrutt.	23%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4	Mpa	Coeff.Sfrutt.	22%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	160	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.09	mm	Coeff.Sfrutt.	43%
				Coeff.Sfrutt.Max	43%

Sezione n°. 04

Dati di Input

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	145.9 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	282.6 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez. orizz.)/(proiez. vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	105.4 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output

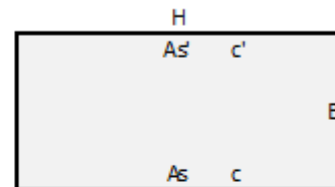
SLU - Momento e Taglio resistenti			
Mrd	Momento ultimo resistente	483 kNm	Coeff.Sfrutt. 30%
Vrd	Taglio ultimo resistente	457 kN	Coeff.Sfrutt. 62%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.
SLE - Tensioni e ampiezza fessure			
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-22 Mpa	Coeff.Sfrutt. 6%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	89 Mpa	Coeff.Sfrutt. 25%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt. 16%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	142 kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.09 mm	Coeff.Sfrutt. 47%
			Coeff.Sfrutt.Max 62%

Sezione n°. 05

Dati di Input

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	240.9 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msie	Momento di esercizio [(+)]	148.4 kNm	
Nsie	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq,Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output

SLU - Momento e Taglio resistenti			
Mrd	Momento ultimo resistente	483 kNm	Coeff.Sfrutt. 50%
Vrd	Taglio ultimo resistente	457 kN	Coeff.Sfrutt. 0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.
SLE - Tensioni e ampiezza fessure			
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-32 Mpa	Coeff.Sfrutt. 9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	125 Mpa	Coeff.Sfrutt. 35%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt. 23%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	142 kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.13 mm	Coeff.Sfrutt. 66%
			Coeff.Sfrutt.Max 66%

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

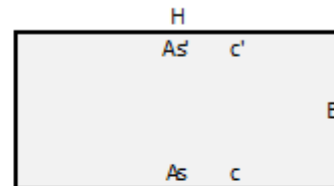
COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3T 3 0 D 26 CL IN.01.0.0.003 B 42 di 143

Sezione n°. 06

Dati di Input

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza car att. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza car att. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-145.8 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	164.7 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	105.3 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	0 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez. orizz.)/(proiez. vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mse	Momento di esercizio [(+)]	112.0 kNm	
Nse	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-220.7 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output

SLU - Momento e Taglio resistenti			
Mrd	Momento ultimo resistente	509 kNm	Coeff.Sfrutt. 32%
Vrd	Taglio ultimo resistente	262 kN	Coeff.Sfrutt. 40%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.
SLE - Tensioni e ampiezza fessure			
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-32 Mpa	Coeff.Sfrutt. 9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	62 Mpa	Coeff.Sfrutt. 17%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt. 18%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	162 kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.07 mm	Coeff.Sfrutt. 33%
			Coeff.Sfrutt.Max 40%

3.13. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.13.1. Base Reaction

Le “base reaction” sono la risultante delle reazioni delle molle per ogni singola combinazione di carico:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFZ	GlobalFX	GlobalMY
Text	KN	KN	KN-m
SLU01	450,10	11,01	5,33
SLU01	450,10	11,01	5,33
SLU02	450,10	-23,80	-34,80
SLU02	450,10	-23,80	-34,80
SLU03	450,10	-23,80	-34,80
SLU03	450,10	-23,80	-34,80
SLU04	450,10	45,57	41,10
SLU04	450,10	45,57	41,10
SLU05	450,10	7,86	5,33
SLU05	450,10	7,86	5,33
SLU06	372,96	22,67	40,13
SLU06	372,96	22,67	40,13
SLU07	450,10	45,57	41,10
SLU07	450,10	45,57	41,10
SLU08	256,19	60,37	75,89
SLU08	256,19	60,37	75,89
SLU09	450,10	60,37	75,89
SLU09	450,10	60,37	75,89
SLU10	450,10	-81,50	-75,89
SLU10	450,10	-81,50	-75,89
SLU11	434,67	-18,86	-3,67
SLU11	434,67	-18,86	-3,67
SLU12	434,67	-18,86	-3,67
SLU12	434,67	-18,86	-3,67
SLU13	426,96	-37,14	-42,48
SLU13	426,96	-37,14	-42,48
SH1	271,43	-98,10	-142,09
SH1	271,43	-98,10	-142,09
SH2	262,23	-98,10	-142,09
SH2	262,23	-98,10	-142,09
SH3	271,43	12,66	-14,34
SH3	271,43	12,66	-14,34
SH4	262,23	12,66	-14,34
SH4	262,23	12,66	-14,34

SV1	251,49	-33,79	-42,11
SV1	251,49	-33,79	-42,11
SV2	282,17	-33,79	-42,11
SV2	282,17	-33,79	-42,11
SV3	251,49	-0,56	-3,79
SV3	251,49	-0,56	-3,79
SV4	282,17	-0,56	-3,79
SV4	282,17	-0,56	-3,79

Le terne di sollecitazioni N-H-M utilizzate nelle verifiche sono le seguenti, involuppate per combinazioni SLU e per combinazioni SLV:

SLU	
Nmax	450,10 kN/m
Nmin	256,19 kN/m
Hmax	81,50 kN/m
Mmax	75,89 kNm/m
SLV	
Nmax	282,17 kN/m
Nmin	251,49 kN/m
Hmax	98,10 kN/m
Mmax	142,09 kNm/m

Le terne di sollecitazioni sopra elencate sono utilizzate a seguire per le verifiche geotecniche GEO a carico limite e a scorrimento secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) di cui al punto 6.4.2.1 delle NTC2018.

Le caratteristiche geometriche e i coefficienti utilizzati nelle verifiche geotecniche vengono di seguito riportati:

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

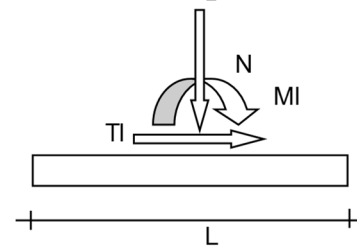
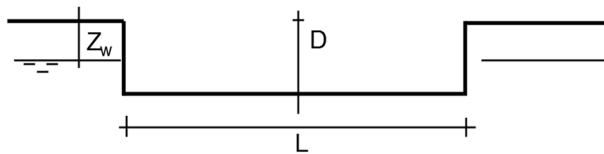
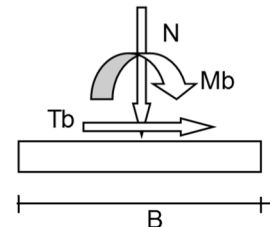
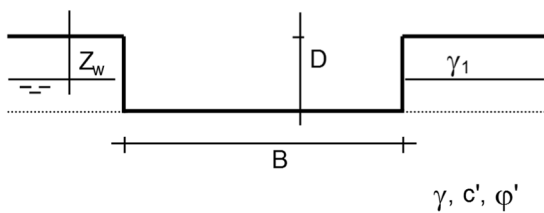
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

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

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

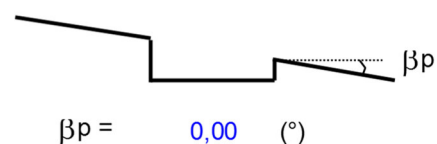
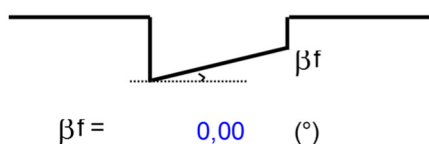
coefficienti parziali

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	
	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	●	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5,00 (m)
L = 100,00 (m)
D = 4,40 (m)



Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula trinomia, in termini di tensioni efficaci per le condizioni drenate e in termini di tensioni totali per le condizioni non drenate:

CONDIZIONI DRENATE (TENSIONI EFFICACI):

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

CONDIZIONI NON DRENATE (TENSIONI TOTALI):

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica:

Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);

Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

3.13.2. Verifiche SLU in condizioni drenate

- SLU-Nmin:

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	382,96		382,96
Mb [kNm]	106,99		106,99
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	86,44		86,44
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	86,44	0,00	86,44

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 10,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 10,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 4,20 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0,28 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 4,44 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 86,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10,66$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_c = 20,72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10,88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

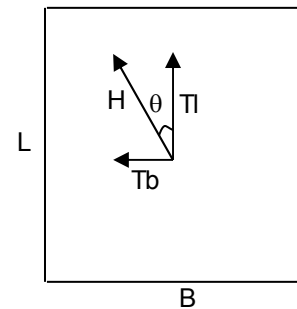
$$i_q = 0,62$$

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

$$i_c = 0,58$$

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

$$i_\gamma = 0,49$$



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

$$d_q = 1,42$$

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

$$d_c = 1,46$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1000,79 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 86,23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 435,13 \geq q = 86,23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 86,44 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 222,99 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 202,72 \geq H_d = 86,44 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	817,30		817,30
Mb [kNm]	106,99		106,99
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	86,44		86,44
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	86,44	0,00	86,44

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 10,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 4,20$ (m)

$e_B = 0,13$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 4,74$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 86,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10,66$

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

$N_c = 20,72$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 10,88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

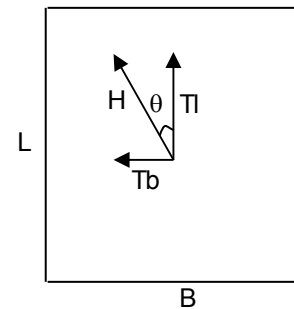
$$i_q = 0,80$$

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

$$i_c = 0,78$$

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

$$i_\gamma = 0,72$$



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

$$d_q = 1,42$$

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

$$d_c = 1,46$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = \qquad 1,00$$

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

$$b_c = \qquad 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = \qquad 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = \qquad 1,00$$

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

$$g_c = \qquad 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 1315,72 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 862.16 \geq q = 218.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 145.21 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 489.35 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 444.86 \geq H_d = 145.21 \text{ (kN)}$$

3.13.3. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- SLU-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	382,96		382,96
Mb [kNm]	106,99		106,99
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	86,44		86,44
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	86,44	0,00	86,44

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,28 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,44 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 88,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

sc : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

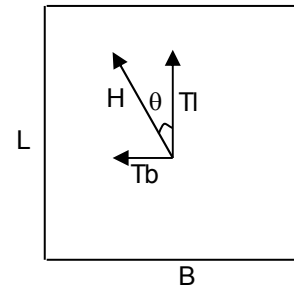
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,85$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 423,60 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 86,23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 184,17 \geq q = 86,23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 86,44 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 222,06 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 201,88 \geq H_d = 86,44 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	817,30		817,30
Mb [kNm]	106,99		106,99
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	86,44		86,44
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	86,44	0,00	86,44

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,13 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,74 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 88,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

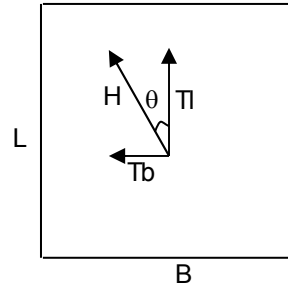
$$\theta = \arctg(T_b/\Pi) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,86$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 427,36 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 172,49 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 185,81 \geq q = 172,49 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 86,44 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 236,91 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 215,37 \geq H_d = 86,44 \text{ (kN)}$$

3.13.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

- SLV-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	398,28		398,28
Mb [kNm]	197,95		197,95
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	106,15		106,15
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	106,15	0,00	106,15

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 10,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 10,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$\begin{aligned} Z_w &= 4,20 \quad (\text{m}) \\ e_B &= 0,50 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 4,01 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 86,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10,66$$

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

$$N_c = 20,72$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 10,88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

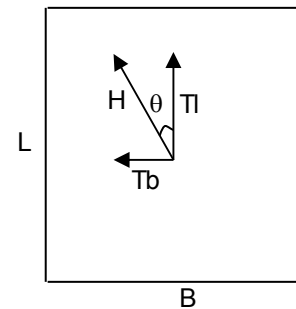
$$i_q = 0,56$$

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

$$i_c = 0,51$$

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

$$i_\gamma = 0,42$$



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

$$d_q = 1,42$$

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

$$d_c = 1,46$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 899,61 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 99,42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{\text{lim}} / \gamma_R = 391,14 \geq q = 99,42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 106,15 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B * L^*$$

$$S_d = 225,78 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 205,25 \geq H_d = 106,15 \quad (\text{kN})$$

• SLV-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	442,38		442,38
Mb [kNm]	197,95		197,95
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	106,15		106,15
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	106,15	0,00	106,15

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 10,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 4,20$ (m)

$e_B = 0,45$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 4,11$ (m)
 $L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 86,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$Nq = 10,66$

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

$Nc = 20,72$

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

$Ny = 10,88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

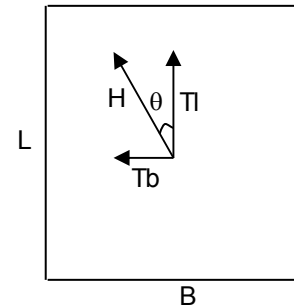
$$i_q = 0,59$$

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

$$i_c = 0,55$$

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

$$i_\gamma = 0,46$$



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

$$d_q = 1,42$$

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

$$d_c = 1,46$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 961,12 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 107,76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 417,88 \geq q = 107,76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 106,15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 247,34 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 224,85 \geq H_d = 106,15 \text{ (kN)}$$

3.13.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- SLV-N_{min}:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	398,28		398,28
M _b [kNm]	197,95		197,95
M _l [kNm]	0,00		0,00
T _b [kN]	106,15		106,15
T _l [kN]	0,00		0,00
H [kN]	106,15	0,00	106,15

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,50 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,01 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 88,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

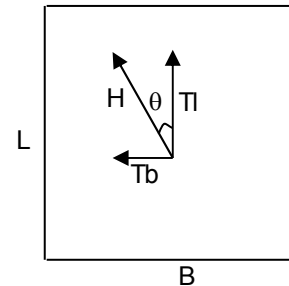
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,79$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 401,95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 99,42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 174,76 \geq q = 99,42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 106,15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 200,30 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 182,09 \geq H_d = 106,15 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	442,38		442,38
Mb [kNm]	197,95		197,95
Ml [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	106,15		106,15
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	106,15	0,00	106,15

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,45 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,11 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 88,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

sc : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

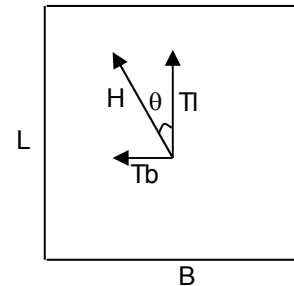
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,80$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 403,92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 107,76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 175,62 \geq q = 107,76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 106,15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 205,25 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 186,59 \geq H_d = 106,15 \text{ (kN)}$$

3.13.6. Tabella verifiche geotecniche GEO

I coefficienti di sfruttamento che si ottengono per le verifiche geotecniche GEO sono i seguenti:

Coefficienti di sfruttamento			
	Q_{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	33%	64%	OK
SLU-CD_Nmax	37%	39%	OK
SLV-CD_Nmin	55%	82%	OK
SLV-CD_Nmax	50%	73%	OK
SLU-CND_Nmin	47%	56%	OK
SLU-CND_Nmax	71%	50%	OK
SLV-CND_Nmin	72%	92%	OK
SLV-CND_Nmax	73%	85%	OK

3.14. OPERE DI IMBOCCO E SBOCCO

3.14.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	4,00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	2,50 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0,50 m	(consigliato: $Sp = Ss$)
Spessore fondazione	Sf	0,60 m	(consigliato: $Sf = Ss + 10cm.$)
Larghezza totale	Ltot	5,00 m	$Lint + 2 \times Sp$
Altezza totale	Htot	3,10 m	$Hint + Sp$

3.14.2. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso *proprio* delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{ds}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	12,50 kN/m	$\gamma_{cls} \times Sp$
peso fondazione	P_{sf}	15,00 kN/m	$\gamma_{cls} \times Sf$

Spinta del terreno (condizioni SPTSX eSPTDX)

Le caratteristiche del rinterro, sono le medesime considerate per lo scatolare:

$\phi = 38^\circ$	Angolo di attrito
$\gamma_r = 19 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico rinterro
$C_u = 0$	Coesione non drenata

angolo di attrito rinterro	\varnothing'	38 [°]	0,663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0,238	$(1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0,384	$(1 - \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4,204	$(1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing)$
Pressione cima piedritti	P2	0,00 kN/m ²	Z=0
Pressione asse soletta inferiore	P3	19,37 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	21,45 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times H_{tot}$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	6,12 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

Il carico concentrato nel nodo 3 (per la SPTSX) oppure 13 (per la SPTDX) rappresenta la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Azioni sismiche

Anche per l'azione sismica sono stati usati i medesimi parametri di progetto utilizzati per il calcolo dello scatolare.

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza orizzontale su singolo piedritto F^h 2,04 kN/m² $P_p \times k_b$

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSDX e SPSSX)

Forza distribuita su uno solo dei piedritti qW 9,12 kN/m² $(\gamma t \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
 Forza concentrata nodo inferiore piedritto QW_{inf} 2,74 kN $qW \times S_f / 2$

3.14.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza. Combinazione fondamentale

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

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di Carico Sismiche								
	SH1	SH2	SH3	SH4	SV1	SV2	SV3	SV4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative. Combinazione rara

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

Combinazioni di caricoSLE			
	1sle	2sle	3sle
DEAD	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8

3.14.4. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

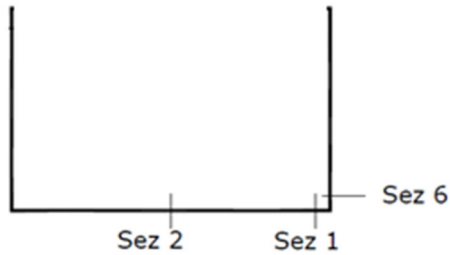
3.14.4.1. *Inviluppo SLU-SLV*

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0,25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	27,73	62,95
1	0,46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	19,57	57,18
1	0,67	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	22,73	52,73
1	0,88	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	25,88	47,61
1	1,09	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	18,13	43,93
1	1,30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	21,29	39,78
1	1,51	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	16,53	36,26
1	1,72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	19,69	32,44
1	1,93	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	14,31	29,11
1	2,14	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	17,47	25,77
1	2,36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	11,49	24,82
1	2,57	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	14,65	26,29
1	2,78	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	8,09	27,76
1	2,99	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	11,25	29,77
1	3,20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	4,12	31,52
1	3,41	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	7,27	34,01
1	3,62	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	-5,85	36,07
1	3,83	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	-2,69	39,89
1	4,04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	0,47	43,04
1	4,25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0,00	-13,49	47,95
1	0,25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	17,45	19,29
1	0,46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	5,73	13,44
1	0,67	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	8,88	10,35
1	0,88	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	12,04	6,36
1	1,09	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	0,58	4,98
1	1,30	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	3,74	3,05
1	1,51	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-2,66	2,21
1	1,72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	0,50	1,05
1	1,93	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-5,70	0,62
1	2,14	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-2,54	0,24
1	2,36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-8,52	0,24
1	2,57	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-5,36	0,62
1	2,78	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-11,10	1,05
1	2,99	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-7,95	2,21
1	3,20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-13,53	3,05
1	3,41	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-10,28	4,98
1	3,62	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-22,85	6,36
1	3,83	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-18,59	10,35
1	4,04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-14,33	11,42
1	4,25	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0,00	-27,73	14,41

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

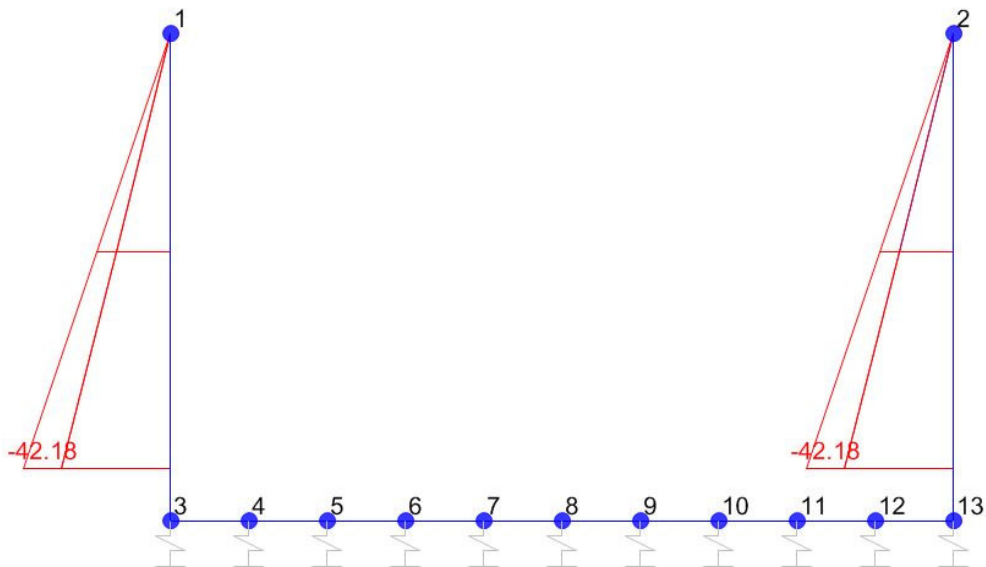
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.01.0.0.003	REV. B	FOGLIO 81 di 143
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

2	0,00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	0,00	0,00	0,00
2	1,25	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-15,62	14,26	-0,66
2	2,50	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-31,24	39,32	-11,64
2	0,00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	0,00	0,00	0,00
2	1,25	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-21,09	2,86	-7,78
2	2,50	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-42,18	16,52	-40,14
4	0,00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	0,00	0,00	0,00
4	1,25	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-15,62	-5,41	10,97
4	2,50	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-31,24	-21,62	52,89
4	0,00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	0,00	0,00	0,00
4	1,25	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-21,09	-19,36	2,25
4	2,50	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-42,18	-49,52	18,02

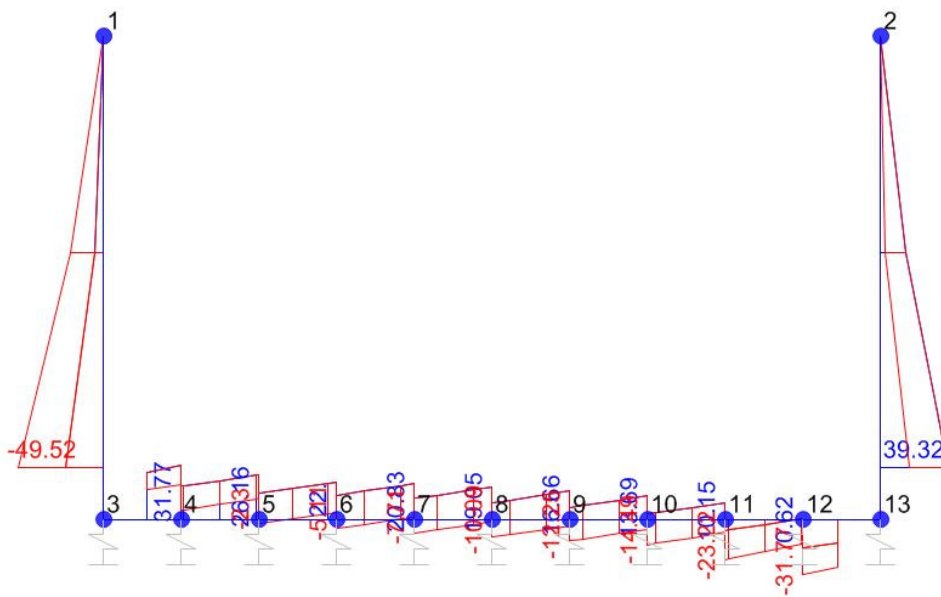


SEZIONE	P	V2	M3
01	0,0	27,7	62,9
02	0,0	0,0	0,2
06	-31,2	49,5	40,1

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



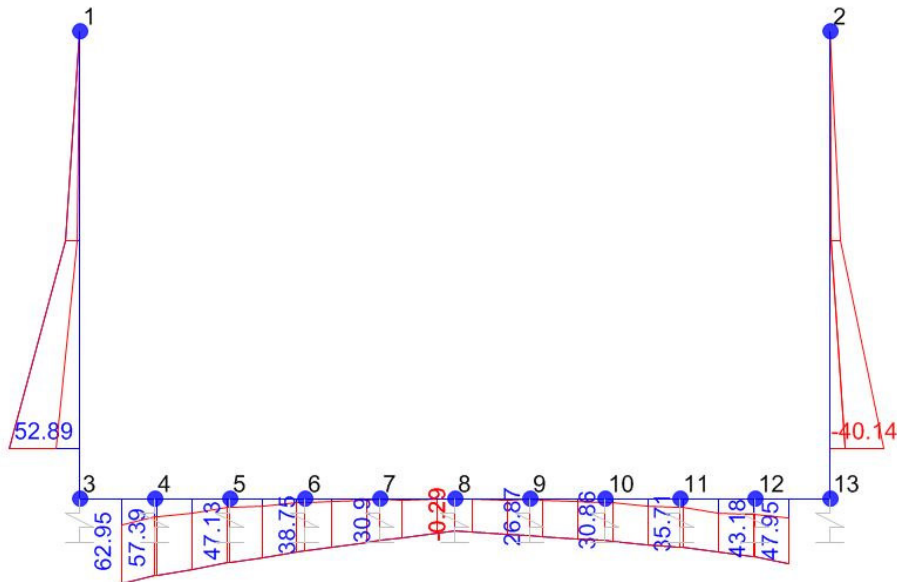
Sforzo normale



Taglio

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.01.0.0.003	REV. B	FOGLIO 83 di 143
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------



Momento Flettente

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

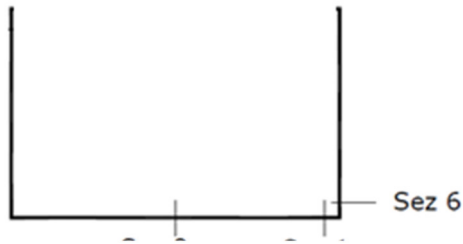
3.14.4.2. *Inviluppo SLE (rara)*

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0,25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	20,36	20,69
1	0,46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	10,33	16,21
1	0,67	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	13,49	13,70
1	0,88	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	16,64	10,53
1	1,09	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	6,50	9,25
1	1,30	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	9,66	7,55
1	1,51	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	3,89	6,64
1	1,72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	7,04	5,49
1	1,93	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	1,21	4,88
1	2,14	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	4,36	4,30
1	2,36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-1,53	4,00
1	2,57	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	1,63	3,99
1	2,78	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-4,33	4,01
1	2,99	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-1,17	4,59
1	3,20	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-7,18	4,93
1	3,41	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-4,02	6,11
1	3,62	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-14,68	6,88
1	3,83	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-11,53	9,64
1	4,04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-8,37	11,73
1	4,25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0,00	-19,10	15,94
1	0,25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	20,36	20,69
1	0,46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	10,33	16,21
1	0,67	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	13,49	13,70
1	0,88	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	16,64	10,53
1	1,09	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	6,50	9,25
1	1,30	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	9,66	7,55
1	1,51	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	3,89	6,64
1	1,72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	7,04	5,49
1	1,93	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	1,21	4,88
1	2,14	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	4,36	4,30
1	2,36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-1,53	4,00
1	2,57	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	1,63	3,99
1	2,78	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-4,33	4,01
1	2,99	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-1,17	4,59
1	3,20	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-7,18	4,93
1	3,41	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-4,02	6,11
1	3,62	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-14,68	6,88
1	3,83	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-11,53	9,64
1	4,04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-8,37	11,73
1	4,25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0,00	-19,10	15,94

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

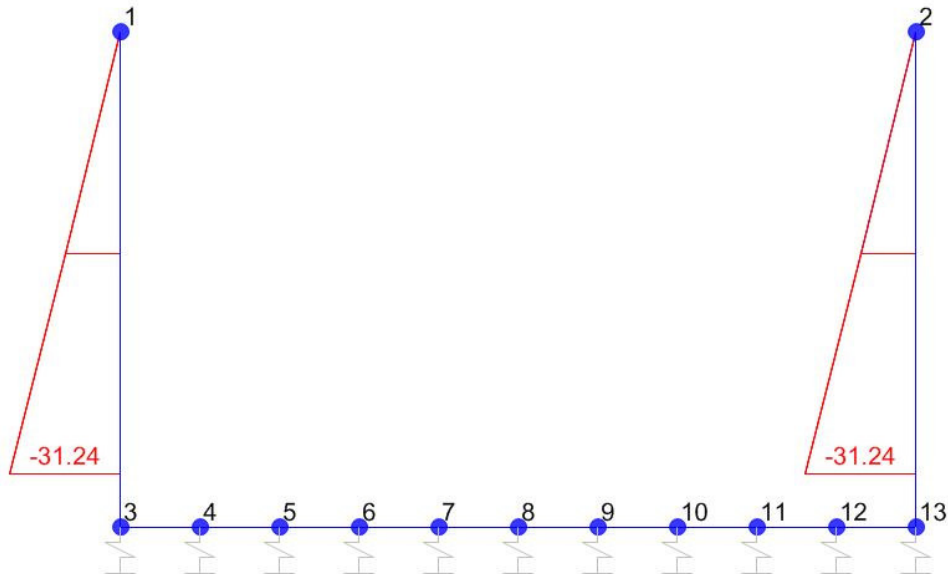
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.01.0.0.003	REV. B	FOGLIO 85 di 143
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

2	0,00	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	0,00	0,00	0,00
2	1,25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-15,62	4,32	-1,80
2	2,50	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-31,24	17,30	-14,41
2	0,00	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	0,00	0,00	0,00
2	1,25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-15,62	4,32	-1,80
2	2,50	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-31,24	17,30	-14,41
4	0,00	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	0,00	0,00	0,00
4	1,25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-15,62	-5,41	2,25
4	2,50	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-31,24	-21,62	18,02
4	0,00	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	0,00	0,00	0,00
4	1,25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-15,62	-5,41	2,25
4	2,50	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-31,24	-21,62	18,02

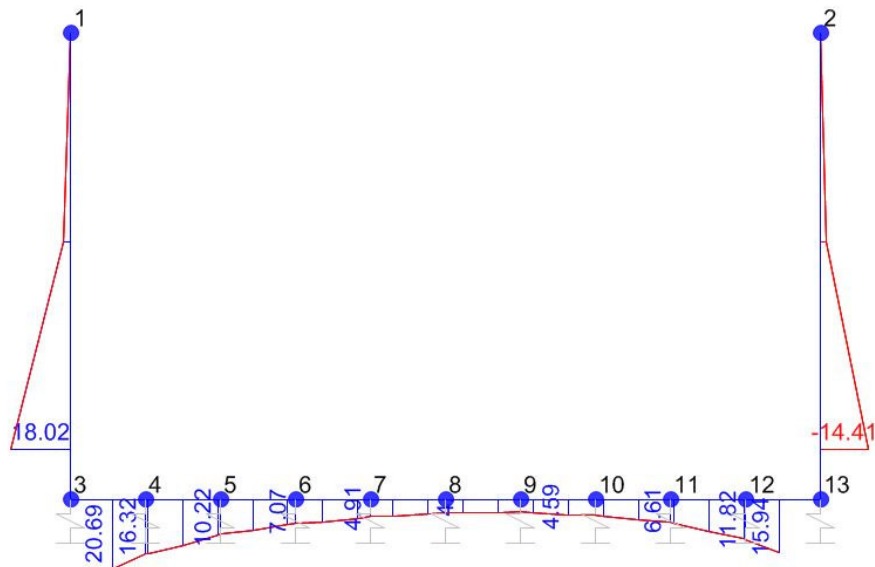


SEZIONE	P	V2	M3
01	0,0	20,4	20,7
02	0,0	0,0	4,0
06	-31,2	21,6	14,4

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento flettente

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

3.14.5. VERIFICHE

Si riportano i coefficienti di sfruttamento nelle sezioni notevoli per le verifiche SLU/SLV/SLE:

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:				
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ06
SLU	Med/Mrd	17%	0%	17%
SLU	Ved/Vrd	13%	0%	26%
SLE	(sigse/sigst)s	2%	0%	2%
SLE	(sigse/sigst)i	6%	1%	5%
SLE	(sigα/sigα)s	5%	1%	7%
SLE	wk/wklim	11%	2%	8%
	MAX	17%	2%	26%
	MAX	26%		

I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

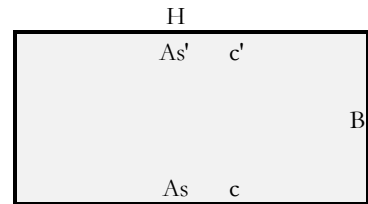
3.14.5.1. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0,0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	62,9 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	27,7 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2,0 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/ piegati rispetto all'orizzontale	90,0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0,00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	20,7 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0,0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0,20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0,60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0,45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0,80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	17%
Vrd	Taglio ultimo resistente	215 kN	Coeff.Sfrutt.	13%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

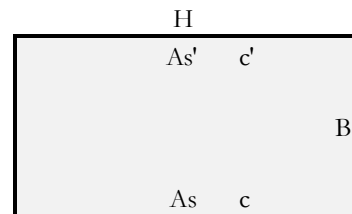
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	23 Mpa	Coeff.Sfrutt.	6%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-1 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0,02 mm	Coeff.Sfrutt.	11%
			Coeff.Sfrutt.Max	17%

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0,0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	0,2 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0,0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2,5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90,0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0,00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	4,0 kNm		
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0,0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0,20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0,60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0,45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0,80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	215 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

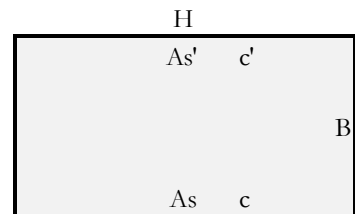
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-1 Mpa	Coeff.Sfrutt.	0%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	1%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	0 Mpa	Coeff.Sfrutt.	1%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0,00 mm	Coeff.Sfrutt.	2%
			Coeff.Sfrutt.Max	2%

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	230 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-31,2 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	40,1 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	49,5 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2,5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90,0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0,00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	14,4 kNm		
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-31,2 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0,20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0,60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0,45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0,80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	239 kNm	Coeff.Sfrutt.	17%
Vrd	Taglio ultimo resistente	187 kN	Coeff.Sfrutt.	26%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	
SLE - Tensioni e ampiezza fessure				
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-7 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	19 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-1 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	56 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0,02 mm	Coeff.Sfrutt.	8%
			Coeff.Sfrutt.Max	26%

3.14.5.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.14.5.2.1. Base Reaction

Le “base reaction” sono la risultante delle reazioni delle molle per ogni singola combinazione di carico:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFZ	GlobalFX	GlobalMY
Text	KN	KN	KN-m
SLU01	185,57	0,00	0,00
SLU01	185,57	0,00	0,00
SLU02	185,57	0,00	0,00
SLU02	185,57	0,00	0,00
SLU03	185,57	0,00	0,00
SLU03	185,57	0,00	0,00
SLU04	185,57	11,63	8,86
SLU04	185,57	11,63	8,86
SLU05	185,57	0,00	0,00
SLU05	185,57	0,00	0,00
SLU06	185,57	0,00	0,00
SLU06	185,57	0,00	0,00
SLU07	185,57	11,63	8,86
SLU07	185,57	11,63	8,86
SLU08	137,46	11,63	8,86
SLU08	137,46	11,63	8,86
SLU09	185,57	11,63	8,86
SLU09	185,57	11,63	8,86
SLU10	185,57	-11,63	-8,86
SLU10	185,57	-11,63	-8,86
SLU11	185,57	-11,63	-8,86
SLU11	185,57	-11,63	-8,86
SLU12	185,57	-11,63	-8,86
SLU12	185,57	-11,63	-8,86
SLU13	185,57	-11,63	-8,86
SLU13	185,57	-11,63	-8,86
SH1	137,46	-39,70	-51,74
SH1	137,46	-39,70	-51,74
SH2	137,46	-39,70	-51,74
SH2	137,46	-39,70	-51,74
SH3	137,46	16,85	19,76
SH3	137,46	16,85	19,76
SH4	137,46	16,85	19,76
SH4	137,46	16,85	19,76

SV1	137,46	-11,91	-15,52
SV1	137,46	-11,91	-15,52
SV2	137,46	-11,91	-15,52
SV2	137,46	-11,91	-15,52
SV3	137,46	5,06	5,93
SV3	137,46	5,06	5,93
SV4	137,46	5,06	5,93
SV4	137,46	5,06	5,93

Le terne di sollecitazioni N-H-M utilizzate nelle verifiche sono le seguenti, involuppate per combinazioni SLU e per combinazioni SLV:

SLU	
Nmax	185,57 kN/m
Nmin	137,46 kN/m
Hmax	11,63 kN/m
Mmax	8,86 kNm/m
SLV	
Nmax	137,46 kN/m
Nmin	137,46 kN/m
Hmax	39,70 kN/m
Mmax	51,74 kNm/m

Le terne di sollecitazioni sopra elencate sono utilizzate a seguire per le verifiche geotecniche GEO a carico limite e a scorrimento secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) di cui al punto 6.4.2.1 delle NTC2018.

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica:

Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);

Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

Le caratteristiche geometriche e i coefficienti utilizzati nelle verifiche geotecniche vengono di seguito riportati:

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

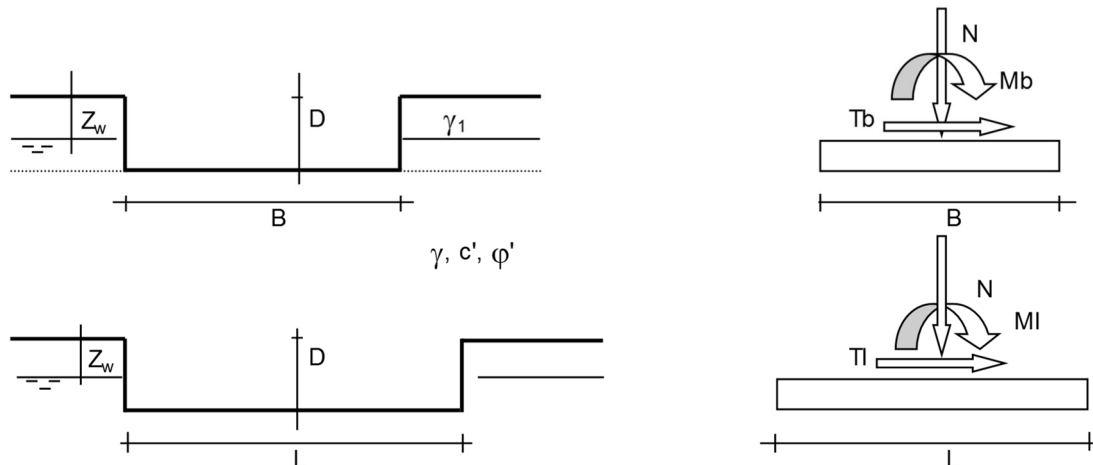
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

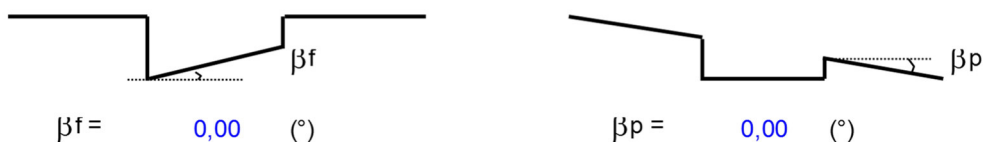
coefficienti parziali

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	
	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	●	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5,00 (m)
L = 100,00 (m)
D = 3,10 (m)



Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula trinomia, in termini di tensioni efficaci per le condizioni drenate e in termini di tensioni totali per le condizioni non drenate:

CONDIZIONI DRENATE (Tensioni EFFICACI):

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

CONDIZIONI NON DRENATE (Tensioni TOTALI):

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica:

Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);

Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

3.14.6. Verifiche SLU in condizioni drenate

- SLU-Nmin:

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	137,46		137,46
Mb [kNm]	8,86		8,86
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	11,63		11,63
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	11,63	0,00	11,63

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 2,90$ (m)

$e_B = 0,06$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 4,87$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 60,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10,66$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_c = 20,72$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$N_\gamma = 10,88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

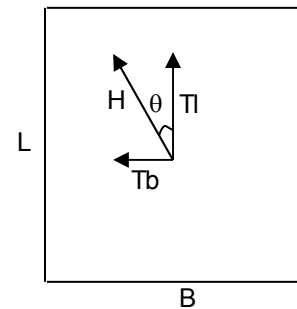
$$i_q = 0,87$$

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

$$i_c = 0,85$$

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

$$i_\gamma = 0,81$$



d_c, d_q, d_γ : 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 $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,39$$

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

$$d_c = 1,43$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1187,33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 28,22 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 516,23 \geq q = 28,22 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 11,63 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 137,16 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 124,69 \geq H_d = 11,63 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	185,57		185,57
Mb [kNm]	8,86		8,86
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	11,63		11,63
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	11,63	0,00	11,63

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 2,90$ (m)

$e_B = 0,05$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 4,90$ (m)
 $L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 60,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10,66$

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

$N_c = 20,72$

$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan \varphi'$

$N_\gamma = 10,88$

IN01 - Tombino Scatolare 4x2 (pk 0+300): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.01.0.0.003	REV. B	FOGLIO 100 di 143
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	----------------------

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

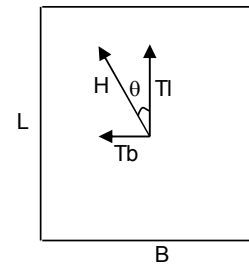
$$i_q = 0,90$$

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

$$i_c = 0,89$$

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

$$i_\gamma = 0,85$$



d_c, d_q, d_γ : 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 $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B)$

$$d_q = 1,39$$

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

$$d_c = 1,43$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1228,38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 37,84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 534,08 \geq q = 37,84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 11,63 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 160,10 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 145,55 \geq H_d = 11,63 \text{ (kN)}$$

3.14.7. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- SLU-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	137,46		137,46
Mb [kNm]	8,86		8,86
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	11,63		11,63
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	11,63	0,00	11,63

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,06 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,87 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 62,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

sc : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

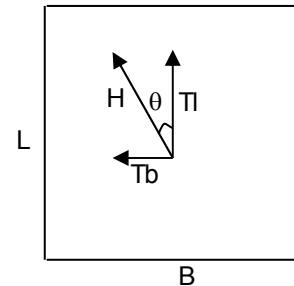
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,98$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,50$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 441,22 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 28,22 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 191,83 \geq q = 28,22 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 11,63 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 243,56 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 221,41 \geq H_d = 11,63 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	185,57		185,57
Mb [kNm]	8,86		8,86
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	11,63		11,63
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	11,63	0,00	11,63

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,05 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,90 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 62,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

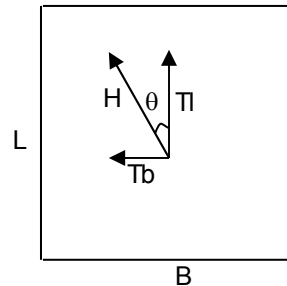
$$\theta = \arctg(T_b/\Pi) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,98$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,50$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 441,27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 37,84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 191,86 \geq q = 37,84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 11,63 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 245,23 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 222,93 \geq H_d = 11,63 \text{ (kN)}$$

3.14.8. Verifiche SLV in condizioni drenate

- SLV-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	137,46		137,46
Mb [kNm]	51,74		51,74
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	39,70		39,70
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	39,70	0,00	39,70

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 10,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 15,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 2,90 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,38 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 4,25 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 60,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10,66$$

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

$$N_c = 20,72$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 10,88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_b, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

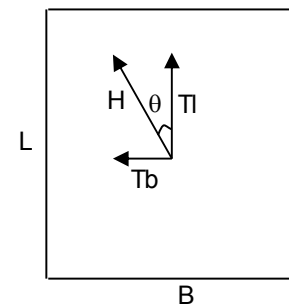
$$i_q = 0,59$$

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

$$i_c = 0,54$$

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

$$i_\gamma = 0,45$$



d_c, d_q, d_γ : 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 $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,39$$

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

$$d_c = 1,43$$

$$d_\gamma = 1$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 783,82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 32,37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 340,79 \geq q = 32,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 39,70 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 127,81 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 116,19 \geq H_d = 39,70 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	137,46		137,46
Mb [kNm]	51,74		51,74
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	39,70		39,70
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	39,70	0,00	39,70

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15,00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 2,90$ (m)

$e_B = 0,38$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 4,25$ (m)
 $L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 60,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10,66$

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

$N_c = 20,72$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 10,88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

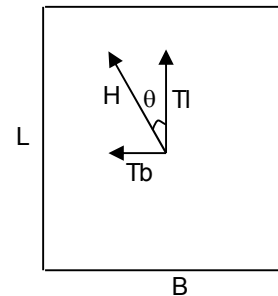
$$i_q = 0,59$$

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

$$i_c = 0,54$$

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

$$i_\gamma = 0,45$$



d_c, d_q, d_γ : 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 $D/B > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan(\varphi') (1 - \sin(\varphi'))^2) \cdot \arctan(D / B)$

$$d_q = 1,39$$

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

$$d_c = 1,43$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 783,82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 32,37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 340,79 \geq q = 32,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 39,70 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 127,81 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 116,19 \geq H_d = 39,70 \text{ (kN)}$$

3.14.9. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- SLV-N_{min}:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	137,46		137,46
M _b [kNm]	51,74		51,74
M _l [kNm]	0,00		0,00
T _b [kN]	39,70		39,70
T _l [kN]	0,00		0,00
H [kN]	39,70	0,00	39,70

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,38 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,25 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 62,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

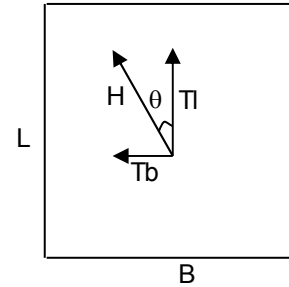
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,93$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,50$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 420,29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 32,37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 182,74 \geq q = 32,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 39,70 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 212,36 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 193,05 \geq H_d = 39,70 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	137,46		137,46
Mb [kNm]	51,74		51,74
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	39,70		39,70
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	39,70	0,00	39,70

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0,38 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 4,25 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 62,00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

sc : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

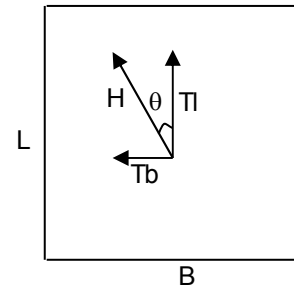
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,93$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,50$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 420,29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 32,37 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 182,74 \geq q = 32,37 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 39,70 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 212,36 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 193,05 \geq H_d = 39,70 \text{ (kN)}$$

3.14.10. Tabella verifiche geotecniche GEO

I coefficienti di sfruttamento che si ottengono per le verifiche geotecniche GEO sono i seguenti:

<u>Coefficienti di sfruttamento</u>			
	Q_{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	5%	9%	OK
SLU-CD_Nmax	7%	8%	OK
SLV-CD_Nmin	9%	34%	OK
SLV-CD_Nmax	9%	34%	OK
SLU-CND_Nmin	15%	5%	OK
SLU-CND_Nmax	20%	5%	OK
SLV-CND_Nmin	18%	21%	OK
SLV-CND_Nmax	18%	21%	OK

4. OPERE DI VARO

4.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA E DATI DI INPUT

La presente relazione si colloca nell' ambito del progetto di ammodernamento della linea ferroviaria "Messina-Catania-Palermo", nello specifico del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Lercara – Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

Il nuovo tracciato prevede la realizzazione di nuove opere sotto il corpo ferroviario di progetto capaci di garantire la trasparenza idraulica, altrimenti interclusa dalla ferrovia, tra monte e valle. Tali opere, nel rispetto dei tempi di chiusura dell'esercizio e nell'ottica di velocizzare i tempi di cantierizzazione, devono essere realizzate lontane dalla loro sede di progetto ed essere poi, portate in posizione attraverso un sistema di spinta oleodinamico.

Il monolite viene costruito a lato del rilevato ferroviario e poi infisso mediante operazioni di spinta a vuoto. Esso poggia su una platea di varo che è collegata al muro reggispinta, per garantire la necessaria azione di contrasto dei manufatti durante le fasi di spinta.

Il monolite presenta una sezione trasversale di dimensioni interne nette $L_{int} \times H_{int}$, con soletta superiore di spessore S_s e pareti laterali di spessore S_p . Le dimensioni esterne della sezione trasversale risultano pari a $L_{tot} \times H_{tot}$. La lunghezza del monolite è di 28.50 m (compresi i muri d'ala).

Scopo del presente documento tecnico è quello di illustrare, i criteri di calcolo e le verifiche della platea di varo e del muro reggispinta da realizzare per poter poi infiggere il monolite.

4.3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate è conformi alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS:

- **L. n. 1086 del 5/11/1971** - “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- **L. n. 64 del 2/2/1974** - “Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- **D.M. del 17/01/2018** - “Norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019** - “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al DM 17/01/2018
 - **UNI EN 1991-1-2:2005** – “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2 – Carichi da traffico sui ponti”;
 - **UNI EN 1992-1-1:2006** – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
 - **UNI EN 1992-2:2006** – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi”;
 - **UNI EN 1992-2:2006** – “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti in calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi”;
 - **UNI EN 1997-1:2005** – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
 - **UNI EN 1998-1:2005** – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”;
 - **UNI EN 1998-2:2009** – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
 - **UNI EN 1998-5:2005** – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
 - **RFI DTC SI MA IFS 001 A** – “Manuale di progettazione delle opere civili – 30.12.2016”;
 - **Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014** - relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

4.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principali sono:

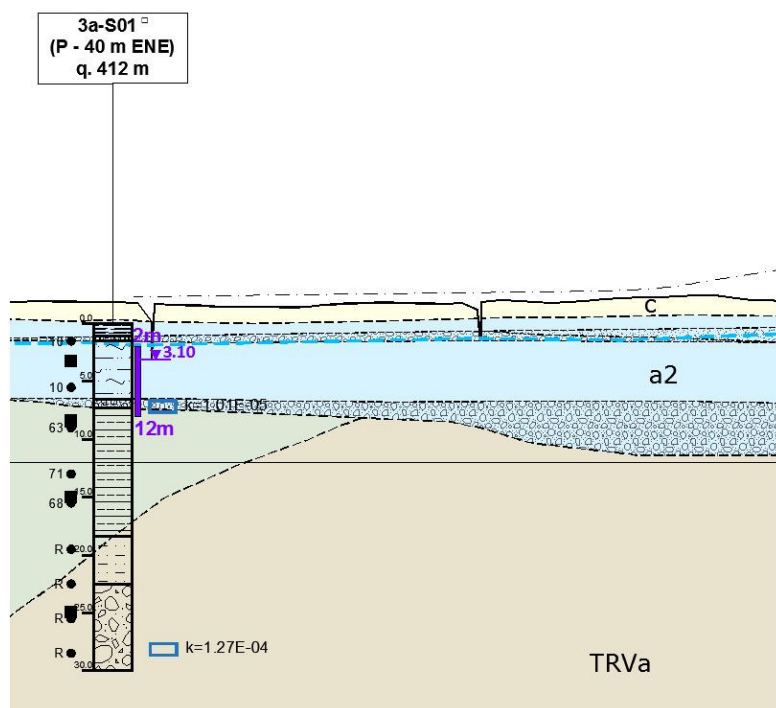
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, dove:
 - $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$.
- Modulo elastico: $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$.
- Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;
- Classe di esposizione XA1
- Copriferro = 40 mm
- Condizioni ambientali: aggressive
- Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Acciaio da cemento armato normale B450C controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove
 - $\gamma_s = 1.15 = 391 \text{ Nmm}^2$
- Allungamento $D1 > 12\%$
- Modulo di elasticità: $E_s = 206000 \text{ Nmm}^2$
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$

4.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito uno stralcio del profilo geotecnico (RS3T30D26F6GE0000001C) della zona di riferimento:



Per l'inquadramento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano gli stralci significativi del profilo geotecnico e dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, del rinterro e del rinfianco.

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

1) a2

Limi e limi argillosi con subordinate sabbie limose

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	25.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	10.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	50.0 kN/m ²

FALDA

Quota falda dal p.c.	q_w	3.40 m
Peso specifico	γ_w	10.00 kN/m ³

4.6. DIMENSIONAMENTO DELL'APPARATO DI SPINTA

La struttura monolitica da infiggere viene gettata in opera al di sopra di una platea di varo armata. L'infissione avviene tramite martinetti che contrastano su una parete, detta muro reggispinta, che a sua volta scarica e ripartisce tale azione sul terreno retrostante. Nella fase iniziale la distanza tra la soletta di fondazione del monolite e la parete reggispinta dovrà essere, ove possibile, di almeno 3.00 m per consentire l'alloggiamento dei martinetti e della trave di ripartizione.

4.7. CONDIZIONI DI CALCOLO

Le condizioni di spinta considerate sono:

- 1) Al momento della spinta iniziale (distacco del manufatto dalla platea di varo - fase 1);
- 2) Al momento della spinta massima (fine dell'infissione - fase 2).

Sia per le **verifiche geotecniche** che per le **verifiche strutturali** si è considerato l'approccio 2 con combinazione: A1+M1+R3.

4.8. DETERMINAZIONE DEI PESI E DELLE SPINTE

Per le analisi seguenti si fa riferimento alla seguente stratigrafia:

DATI GEOTECNICI

TERRENO 1 - Riemp. a tergo del muro

Spessore	h_1	5.00 m	
Peso specifico	γ_{d1}	20.00 kN/m ³	
Angolo di attrito	Φ_1	30 °	0.524 [rad]
Tangente angolo d'attrito	$\tan(\Phi_1)$	0.577 [-]	
Coesione drenata	c_1	0.00 kN/m ²	
Coeff. di spinta a riposo	$k_{0,1}$	0.500 [-]	$(1 - \sin\Phi)$
Coeff. di spinta passiva	$k_{p,1}$	3.00 [-]	$(1 + \sin\Phi) / (1 - \sin\Phi)$

TERRENO 2 - Terreno di fondazione

Peso specifico	γ_t	18 kN/m ³	
Angolo di attrito	Φ	25 °	0.436 [rad]
Tangente angolo di attrito	$\tan(\Phi)$	0.466 [-]	
Coesione dreanta	c'	10 kN/m ²	

FALDA

Quota falda dal p.c.	q_w	3.40 m	
Peso specifico	γ_w	10.00 kN/m ³	

Tra la struttura del monolite ed il piano di scorrimento viene interposto un foglio di polietilene cerato al fine di evitare fenomeni di adesione. Con tale accorgimento si può valutare prudenzialmente che il valore della spinta per cui il monolite inizia la traslazione sia circa pari al peso della struttura (ciò equivale a fissare un coefficiente di attrito di primo stacco pari all'unità). L'attrito di scorrimento, dopo la fase di primo stacco, scende a valori inferiori.

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche geometriche e il calcolo analitico dei pesi del monolite, della platea di varo e del muro reggisplinta.

CARATTERISTICHE DELL'OPERA
MONOLITE

Lunghezza totale di spinta del monolite	Lsp	28.50 m	
Lunghezza totale dello scatolare	L	23.06 m	
Larghezza totale dello scatolare	Ltot	5.00 m	
Larghezza utile dello scatolare	Lint	4.00 m	
Altezza totale dello scatolare	Htot	3.10 m	
Altezza libera dello scatolare	Hint	2.00 m	
Spessore soletta superiore	Ss	0.50 m	
Spessore piedritti	Sp	0.50 m	
Numero piedritti	n	2.00 [-]	
Spessore soletta di fondazione	Sf	0.60 m	
Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00 kN/m ³	
Peso totale soletta	Ps	1441.25 kN	$\gamma_{cls} \times Ss \times Ls \times L_{tot}$
Peso totale piedritti	Pp	1153.00 kN	$\gamma_{cls} \times Sp \times L \times Hint \times n$
Peso totale fondazione	Pf	2137.50 kN	$\gamma_{cls} \times Sf \times L_{sp} \times L_{tot}$
Peso scatolare finale	Pscat	4732 kN	$P_s + P_p + P_f$
Lunghezza muri d'ala	Lmuri	5.00 m	
Altezza muri d'ala	Hmuri	3.10 m	<i>A fav di sic si considerano alti quanto lo scatolare</i>
Spessore muri d'ala	Smuri	0.50 m	
Numero muri d'ala	n	2.00 [-]	
Peso muri d'ala	Pmuri	388 kN	$\gamma_{cls} \times Smuri \times Lmuri \times Hmuri$
Peso totale monolite	Pmon	5119 kN	$P_{scat} + P_{mon}$

PLATEA

Lunghezza platea di varo	Lu,pv	31 m	
Larghezza platea di varo	La,pv	6.40 m	
Altezza platea di varo	Hpv	0.20 m	
Peso platea di varo	Ppv	992 kN	$\gamma_{cls} \times Lu,pv \times La,pv \times Hpv$
Altezza cordoli	Hcc	0.50 m	
Larghezza cordoli	Lcc	0.50 m	
Peso cordoli	Pcc	194 kN	$\gamma_{cls} \times Lu,pv \times Lcc \times Hcc$
Peso totale platea di varo	Ppv,tot	1186 kN	$P_{pv} + P_{cc}$

MURO REGGISPLINTA

Altezza totale muro reggisplinta	Hms	5.50 m	
Altezza muro reggisplinta sopra la platea	Hms2	3.30 m	
Spessore muro reggisplinta	Sms	1.00 m	
Lunghezza muro reggisplinta	Lms	6.40 m	

4.9. VERIFICA GEOTECNICA

Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando l'approccio 2 combinazione 1: A1+M1+R3.

4.9.1. SOLLECITAZIONI - SPINTA DEL MONOLITE

Una volta superata la platea di varo, la resistenza che si oppone allo scorrimento dovuto all'attrito alla base del manufatto vale $P_{mon} \cdot \tan(\phi)$, valore ottenuto considerando come coefficiente d'attrito cls-terreno, la tangente dell'angolo d'attrito del terreno stesso.

Nella tabella che segue si riporta il calcolo analitico del peso del monolite nelle due fasi iniziali e finale.

CALCOLO SOLLECITAZIONI

FASE INIZIALE

Peso totale monolite	P_{mon}	5119 kN	
Coefficiente di attrito in fase 1	$\tan(\Phi)$	1.00 [-]	
Spinta di primo distacco	Sin	5119 kN	$P_{mon} \times \phi$

FASE FINALE

Attrito alla base del monolite

Peso totale monolite	P_{mon}	5119 kN	
Sovraccarico su soletta inferiore	q	0.00 kN/m ²	
Peso sovraccarico su soletta inferiore	P_{ss}	0.00 kN	$q \times L \times L_{int}$
Coeff. di attrito	$\tan(\Phi)$	0.466 [-]	
Forza di attrito alla base del monolite	Sfin	2387 kN	$(P_{mon} + P_{ss}) \times \tan(\Phi)$

Attrito laterale

SPINTA A VUOTO

SI

Spinta laterale terreno	S_{plat}	0 kN/m	$(P2+P3) \times H_{tot} / 2$
Coeff. di attrito laterale	$\tan(\Phi')$	0.310 [-]	
Forza di attrito parete dx	$S_{lat,1}$	0 kN	$S_{plat} \times \tan(\Phi') \times L_{sp}$
Forza di attrito parete sx	$S_{lat,2}$	0 kN	$S_{plat} \times \tan(\Phi') \times L_{sp}$
Forza di attrito pareti laterali	Fattr	0 kN	$S_{lat,1} + S_{lat,2}$

FASE INIZIALE / FASE FINALE - Spinta totale di infissione

Spinta complessiva in FASE INIZIALE	S_{T1}	5119 kN	Sin
Spinta complessiva in FASE FINALE	S_{T2}	2387 kN	Sfin+Fattr
Coefficiente moltiplicativo dei carichi	γ_f	1.30 [-]	
Spinta di progetto	$S_{T,d}$	6655 kN	$(S_{T1}+S_{T2}) \times \gamma_f$

4.9.2. SPINTA PASSIVA

Il calcolo della spinta passiva opposta dal terreno a tergo del muro reggispinta viene effettuato considerando le caratteristiche di resistenza del terreno di riempimento.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della resistenza passiva del terreno.

CALCOLO DELLA RESISTENZA

RESISTENZA PASSIVA

Il calcolo della spinta passiva opposta dal terreno a tergo del muro reggispinta viene effettuato considerando le caratteristiche di resistenza del terreno di riempimento.

Nella tabella seguente si riporta il calcolo della resistenza passiva del terreno

Sovraccarico terreno		q	0 kN/mq	
Tensione verticale estradosso muro	z=0.00	$\sigma'_{v,3}$	0 kN/mq	$[\gamma d1 \times h1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$
Tensione verticale intradosso muro	z=5.50	$\sigma'_{v,4}$	89 kN/mq	$[\gamma d1 \times h1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$
Press. dovuta alla spinta pass. in testa al muro		σ'_{p1}	0 kN/mq	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$
Press. dovuta alla spinta pass. alla base del muro		σ'_{p2}	267 kN/mq	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$
Spinta passiva resistente		$R_{p,max}$	4699 kN	

4.9.3. RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO

Il contributo di resistenza allo scorrimento, offerto dalla platea di varo, si valuta come segue:

RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO

Il contributo di resistenza allo scorrimento, offerto dalla platea di varo, si valuta come segue:

FASE INIZIALE

Peso monolite	P _{mon}	5119 kN	
Peso platea di varo	P _{pv}	1186 kN	
Coefficiente di attrito	tan(Φ)	0.466 [-]	
Contrib. alla resist. platea varo+monolite	R_{mon+pv,in}	2940 kN	$(P_{mon} + P_{pv}) \times \tan(\Phi)$

FASE FINALE

Peso platea di varo	P _{pv}	1186 kN	
Coefficiente di attrito	tan(Φ)	0.466 [-]	
Contrib. alla resist. platea varo	R_{pv,fin}	553 kN	$(P_{mon} + P_{pv}) \times \tan(\Phi)$

4.9.4. CALCOLO COEFFICIENTE DI SICUREZZA

I valori risultanti dalle forze di reazione su cui si può fare affidamento nelle due fasi per vincere le resistenze per attrito e far muovere il monolite e i corrispondenti coefficienti di sicurezza CS valgono:

CALCOLO COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Spinta complessiva FASE INIZIALE	S _{T1}	6655 kN	
Spinta complessiva FASE FINALE	S _{T2}	3103 kN	
Contrib. platea di varo+monolite FASE INIZIALE	R _{pv+mon}	2940 kN	
Contrib. platea di varo FASE FINALE	R _{pv}	553 kN	
Resist. pass. FASE INIZIALE+FASE FINALE	R _{p,max}	4699 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{R1}	1.1	
VERIFICA FASE INIZIALE	C.S.	1.15 > 1.1	OK
VERIFICA FASE FINALE	C.S.	1.69 > 1.1	OK

La spinta resistente che può essere mobilitata è maggiore della spinta necessaria all'infissione del manufatto per entrambe le fasi.

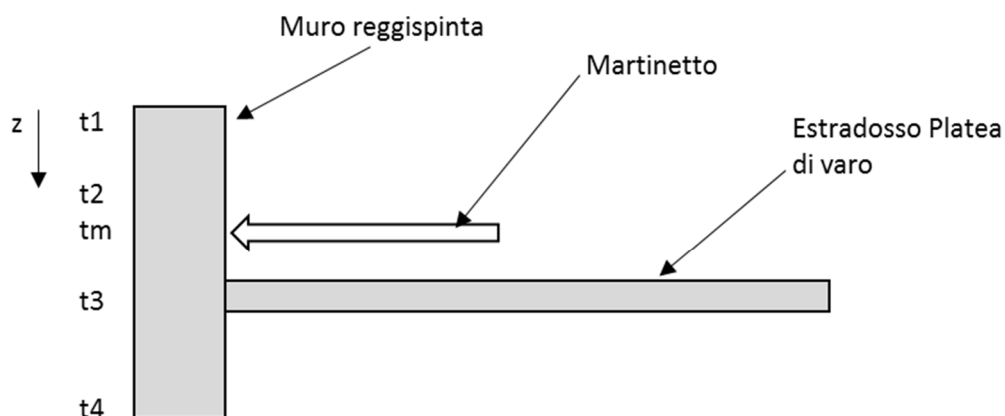
4.10. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali nei confronti dello SLU sono condotte utilizzando l'approccio 1 combinazione 1: A1+M1+R1.

4.10.1. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA

Il procedimento utilizzato per il calcolo delle spinte è lo stesso già mostrato nei paragrafi precedenti, utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza dei terreni M1.

Si riportano i calcoli:



t1= in testa al muro reggispinta
t2= in corrispondenza del martinetto
tm=interasse martinetto
t3= in corrispondenza della platea di var
t4= alla base del muro reggispinta

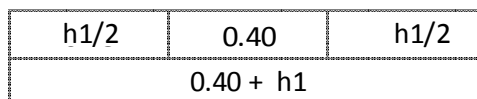
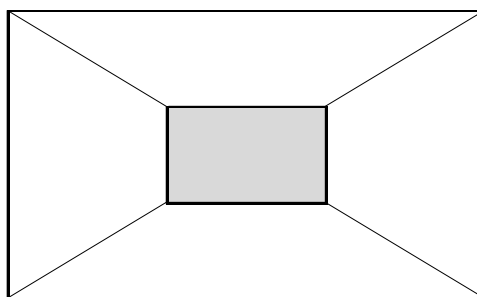
	$\sigma'v$ [kN/m ²]	$\sigma'p$ [kN/m ²]	z [m]
t1	0	0	0.00
t2	58	174	2.90
tm	62	186	3.10
t3	69	207	3.50
t4	89	267	5.50

4.10.1.1. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE ORIZZONTALI

Si considera la spinta passiva agente in corrispondenza del martinetto e si distribuisce su una fascia di carico pari alle dimensioni della piastra del martinetto, di 0.40x0.40 m, più la distribuzione del carico stesso a 45° nello spessore del muro reggispinta, pari a 1.00 m.

CALCOLO SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE ORIZZONTALI

Si considera la spinta passiva agente in corrispondenza del martinetto e si distribuisce su una fascia di carico pari alle dimensioni della piastra del martinetto, di 0.40 x 0.40 m, più la distribuzione del carico stesso a 45° nello spessore del muro reggispinta:



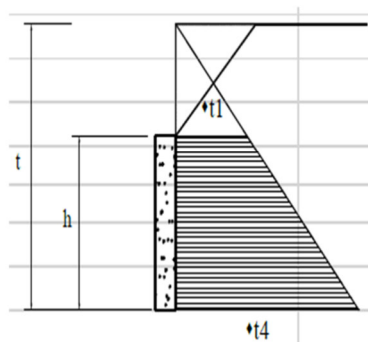
Il calcolo delle armature orizzontali è stato svolto considerando il comportamento del muro reggispinta come una mensola, la cui lunghezza è pari alla distanza tra la fine della fascia di distribuzione del carico sopra descitta e l'estremità laterale del muro stesso.

Si riportano i calcoli effettuati:

Larghezza piastra martinetto	Lm	0.40 m	
Altezza piastra martinetto	Hm	0.40 m	
Interasse martinetti	im	3.00 m	
Fascia di diffusione martinetto	fa	1.40 m	
Sbalzo di calcolo	l	1.00 m	$(Lm/2) - (fa/2)$
Spinta passiva alla quota dei martinetti	$\sigma'p$	1040 kN/m	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'v+g)$
Coefficiente moltiplicativo dei carichi	γ_{SLU}	1.3 [-]	
Momento ultimo agente sul muro reggispinta	Mslu	520 kNm	$\gamma_{SLU} \times \sigma'p \times fa \times l^2 / 2$
Taglio ultimo agente sul muro reggispinta	Vslu	1040 kN	$\gamma_{SLU} \times \sigma'p \times fa \times l$
Momento in esercizio sul muro reggispinta	Msle	400 kNm	$\sigma'p \times fa \times l^2 / 2$

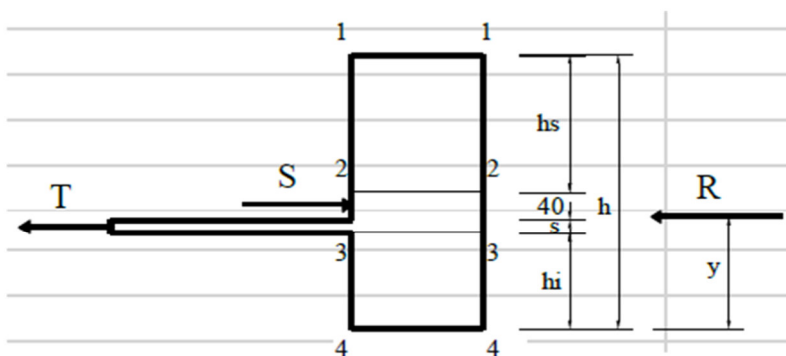
4.10.1.2. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE VERTICALI

Per il calcolo dell'armatura verticale si assume la configurazione seguente:



Al fine di valutare le sollecitazioni nelle sezioni critiche della parete di spinta si fa riferimento al seguente schema di calcolo. Di seguito si valutano il valor medio della reazione del terreno, le pressioni in testa e al piede del muro e il momento di verifica nella sezione 2 e 3. Le verifiche saranno condotte considerando, quindi, le sollecitazioni al metro lineare di muro. Si riportano le formule utilizzate nella verifica:

$$R_y + T (h_i + s/2) - S (h_i + s + 0.40) = 0$$



$$R \cdot y = \left[\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t1} \cdot h^2 + \frac{1}{6} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t1}) \cdot h^2 \right] \cdot b$$

Spessore soletta	Hp _v	0.20 m	
Altezza muro reggispinta	H _{m_s}	5.50 m	
Distanza testa muro-filo piastra martinetto	h _s	2.90 m	H _{m2} - s ₂
Distanza base muro-intradosso platea di varo	h _i	2.00 m	H - h _i - s - s ₂

VALORI TENSIONALI

Tensioni verticali in testa al muro	z=0.0	$\sigma'_{v,t1}$	0	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (\bar{z}-q_w)] * Kp$
Tensioni in testa al muro		$\sigma_{p,t1}$	0 kN/m ²	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+g})$
Tensioni verticali alla base del muro	z=5.5	$\sigma'_{v,t4}$	89	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (\bar{z}-q_w)] * Kp$
Tensioni alla base del muro		$\sigma_{p,t4}$	267 kN/m ²	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+g})$
Tensioni verticali sez.2	z=2.9	$\sigma'_{v,t2}$	58	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (\bar{z}-q_w)] * Kp$
Tensioni sez.2		$\sigma_{p,t2}$	174 kN/m ²	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+g})$
Tensioni verticali sez.3	z=3.5	$\sigma'_{v,t3}$	69	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (\bar{z}-q_w)] * Kp$
Tensioni sez.3		$\sigma_{p,t3}$	207 kN/m ²	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+g})$
Coefficiente moltiplicativo dei carichi		γ_q	1.3 [-]	

SEZIONE 2

Momento ultimo di calcolo agente	M_{slu2}	317.06 kNm/m	$1/2 \times \sigma_{11} \times h_s^2 + 1/6 \times (\sigma_{12} - \sigma_{11}) \times h_s^2 \times \gamma q$
Taglio ultimo di calcolo agente	V_{slu2}	327.99 kN/m	$\sigma_{11} \times h_s + 1/2 \times (\sigma_{12} - \sigma_{11}) \times h_s$
Momento di esercizio agente	M_{sle2}	243.89 kNm/m	$1/2 \times \sigma_{11} \times h_s^2 + 1/6 \times (\sigma_{12} - \sigma_{11}) \times h_s^2$

SEZIONE 3

Momento ultimo di calcolo agente	M_{slu3}	1036.98 kNm/m	$1/2 \times \sigma_{13} \times h_i^2 + 1/3 \times (\sigma_{14} - \sigma_{13}) \times h_i^2 \times \gamma q$
Taglio ultimo di calcolo agente	V_{slu3}	745.29 kN/m	$\sigma_{13} \times h_i + 1/2 \times (\sigma_{14} - \sigma_{13}) \times h_i$
Momento di esercizio agente	M_{sle3}	797.68 kNm/m	$1/2 \times \sigma_{13} \times h_i^2 + 1/6 \times (\sigma_{14} - \sigma_{13}) \times h_i^2$

4.10.1.3. VERIFICA DEL MURO REGGISPINTA

Si riportano una tabella riassuntiva delle caratteristiche geometriche della sezione di calcolo, le armature e le verifiche allo SLU e allo SLE:

ARMATURA VERTICALE

Armatura principale esterna	F22 /100	3801 mm ²
Armatura principale interna	F22 /100	3801 mm ²
Copriferro armatura sup. compressa	c'	60 mm
Copriferro armatura inf. Tesa	c	60 mm

Sollecitazioni di calcolo

Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] - SLU	Ned	0 kN
Momento flettente di calcolo [(+) - SLU	Med	1037 kNm
Taglio di calcolo [(+) - SLU	Ved	745 kN
Momento flettente di calcolo [(+) - SLE RARA	Med	798 kNm

SLU - Momento e Taglio resistenti

			Coeff. Di sfruttamento
Momento ultimo resistente	Mrd	1334 kNm	78%
Taglio ultimo resistente senza staffe	Vrd	356 kN	209%
Taglio ultimo resistente	Vrd	866 kN	86%
SLE - Tensioni e ampiezza fessure			
Tensione barre superiori [(-)Compresso]	Sigs-sup	-63 Mpa	18%
Tensione barre inferiori [(+)Teso]	Sigs-inf	243 Mpa	67%
Tensione cls superiore [(-)Compresso]	Sigc-sup	-6 Mpa	37%
Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	Sigc-inf	0 Mpa	
Momento di prima fessurazione	Mcr	482 kNm	
Ampiezza di fessura	wk	0.33 mm	81%
			OK

Armatura principale esterna	F20 /100	3142 mm ²
Armatura principale interna	F20 /100	3142 mm ²
Copriferro armatura sup. compressa		40 mm
Copriferro armatura inf. Tesa		40 mm

Sollecitazioni di calcolo

Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] - SLU	Ned	0 kN
Momento flettente di calcolo [(+) - SLU	Med	520 kNm
Taglio di calcolo [(+) - SLU	Ved	1040 kN
Momento flettente di calcolo [(+) - SLE RARA	Med	400 kNm

SLU - Momento e Taglio resistenti

Momento ultimo resistente	Mrd	1146 kNm	Coeff. Di sfruttamento	
Taglio ultimo resistente senza staffe	Vrd	423 kN		45%
Taglio ultimo resistente	Vrd	1549 kN		246%

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Tensione barre superiori [(-)Compresso]	Sigs-sup	-30 Mpa	18%
Tensione barre inferiori [(+)Teso]	Sigs-inf	142 Mpa	67%
Tensione cls superiore [(-)Compresso]	Sigc-sup	-2 Mpa	37%
Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	Sigc-inf	0 Mpa	
Momento di prima fessurazione	Mcr	646 kNm	
Ampiezza di fessura	wk	0.12 mm	81%

OK

Riepilogo armature muro reggispinta:

Elemento strutturale	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale	Armatura a taglio
Sezione Sp.=100cm	φ22/10 sup. e inf.	φ20/10 sup. e inf.	φ10/200/300

4.10.2. VERIFICA DELLA PLATEA DI VARO

Il calcolo della platea di varo è effettuato nell'ipotesi che l'armatura longitudinale nella stessa sia in grado di assorbire l'azione di attrito trasmessa dal monolite in fase di spinta.

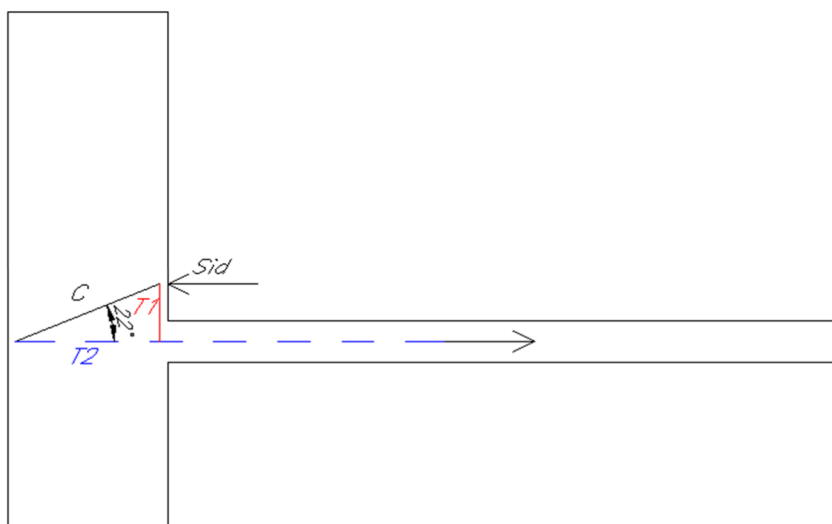
In direzione trasversale si dispone in soletta armatura di ripartizione sia all'estradosso che all'intradosso della soletta pari a circa il 25% dell'armatura longitudinale principale.

Lo sforzo di trazione agente sulla platea di varo varia linearmente dal valore massimo calcolato nella sezione di attacco al muro reggispinta sino al valore nullo all'estremità opposta.

La platea di varo è soggetta ad azioni taglianti trascurabili, pertanto la relativa verifica a taglio viene omessa.

L'azione di spinta applicata dai martinetti $S_{ED,T2}$ e la corrispettiva azione di tiro impressa dalla soletta di varo $N_{EK,T2}$ vengono riportati nella tabella nella pagina successiva.

Il muro reggispinta è quindi sottoposto ad un regime di sforzi le cui risultanti di trazione e compressione si esplicano come in figura a seguire:



Il corrente teso inferiore (T2) sottopone a trazione le barre di armatura della soletta di varo.

Si riporta la verifica delle armature longitudinali e trasversali della platea di varo:

CALCOLO DELLA FORZA DI TRAZIONE

Sforzo di trazione agente sulla platea al metro	$S_{Ek,T2}$	799.9 kN/m
Forza di trazione agente nella soletta di varo	$N_{Ek,T2}$	5119.3 kN
Coefficiente moltiplicativo dei carichi	γ_{SLU}	1.5 [-]
Sforzo assiale di progetto	$S_{Ed,T2}$	1199.8 kN/m

ARMATURA LONGITUDINALE

Resistenza caratteristica dell'acciaio d'armatura	f_{yk}	450 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15 [-]
Resistenza di progetto dell'acciaio d'armatura	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Diametro armatura longitudinale	ϕ_{long}	20 [-]
Passo barre armatura longitudinale	p_1	200 mm
Numero strati armature	n	2 [-]
Numero barre in direzione longitudinale	n_1	10 [-]
Area minima di armatura resistente necessaria	$A_{s,min}$	3066.2 mm ² /m
Area totale di armatura longitudinale	$A_{s,eff}$	3141.6 mm ² /m
Coefficiente di sicurezza	C.S.	1.02 [-] OK

ARMATURA TRASVERSALE

Resistenza caratteristica dell'acciaio d'armatura	f_{yk}	450 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15 [-]
Resistenza di progetto dell'acciaio d'armatura	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Diametro armatura longitudinale	ϕ_{long}	16 [-]
Passo barre armatura longitudinale	p_2	200 mm
Numero strati armature	n	2 [-]
Numero barre in direzione longitudinale	n_2	10 [-]
Area minima di armatura resistente necessaria	$A_{s,min}$	785.4 mm ² /m
Area totale di armatura trasversale	$A_{s,eff}$	2010.6 mm ² /m
Coefficiente di sicurezza	C.S.	2.6 [-] OK

Riepilogo armature platea di varo:

Elemento strutturale	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale	Armatura a taglio
Sezione Sp.=20cm	φ20/20 sup. e inf.	φ16/20 sup. e inf.	–