

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

INTERFERENZE VIARIE ED IDRAULICHE

Elaborati Generali

Relazione di calcolo tombino scatolare 2.00x2.00m

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL IN0000 002 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Sett-2020	G.Romano	Sett-2020	M.D'Avino	Sett-2020	D.Tiberti Gen-2021
B	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Gen-2021	G.Romano	Gen-2021	M.D'Avino	Gen-2021	ITA FERR S.p.A. Gruppo Ferrovie dello Stato Direzione Nazionale UO Infrastrutture Sud Prof. Ing. Benedetto Tiberti Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10876

NN1X.0.0.D.78.CL.IN.00.0.0.002.B

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	5
3. PROGETTO NUOVO SOTTOPASSO	6
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	7
3.3. GEOMETRIA.....	7
3.4. MATERIALI.....	8
3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	10
3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA.....	11
3.8. ANALISI DEI CARICHI.....	13
4. VERIFICA REQUISITI S.T.I.	22
5. COMBINAZIONI DI CARICO	24
6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	30
.6.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	30
.6.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	34
.7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	37
.7.1. ARMATURE DI RIPARTIZIONE	43
.7.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE	46
.8. VERIFICHE GEOTECNICHE	47
.8.1. BASE REACTION	47
.8.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	52
.8.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE	60
.8.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE	66
.8.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	74
.8.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO	79

.8.7.	SOLLEVAMENTO PER GALLEGGIAMENTO UPL.....	79
9.	OPERE DI VARO	80
9.1.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA E DATI DI INPUT	80
9.2.	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	80
9.3.	DIMENSIONAMENTO DELL'APPARATO DI SPINTA	80
9.3.1.	CONDIZIONI DI CALCOLO	80
9.3.2.	DETERMINAZIONE DEI PESI E DELLE SPINTE.....	81
9.4.	VERIFICA GEOTECNICA	83
9.4.1.	SOLLECITAZIONI - SPINTA DEL MONOLITE	83
9.4.2.	SPINTA PASSIVA	84
9.4.3.	RESISTENZA ALLO SCORRIMENTO.....	84
9.4.4.	CALCOLO COEFFICIENTE DI SICUREZZA	85
9.5.	VERIFICHE STRUTTURALI.....	86
9.5.1.	VERIFICA MURO REGGISPINTA.....	86
9.5.1.1.	SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE ORIZZONTALI	87
9.5.1.2.	SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE VERTICALI.....	88
9.5.1.3.	VERIFICA DEL MURO REGGISPINTA	89
9.5.2.	VERIFICA DELLA PLATEA DI VARO	91
9.6.	INCIDENZA ARMATURE	93

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un tombino scatolare lungo la linea metropolitana “Salerno-Pontecagnano aeroporto”.

Lo scatolare in oggetto è situato alla progressiva 4 +350.

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.

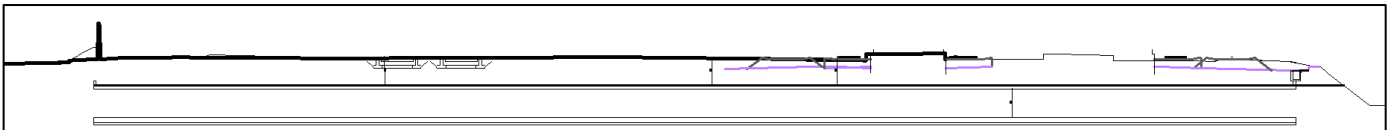


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare

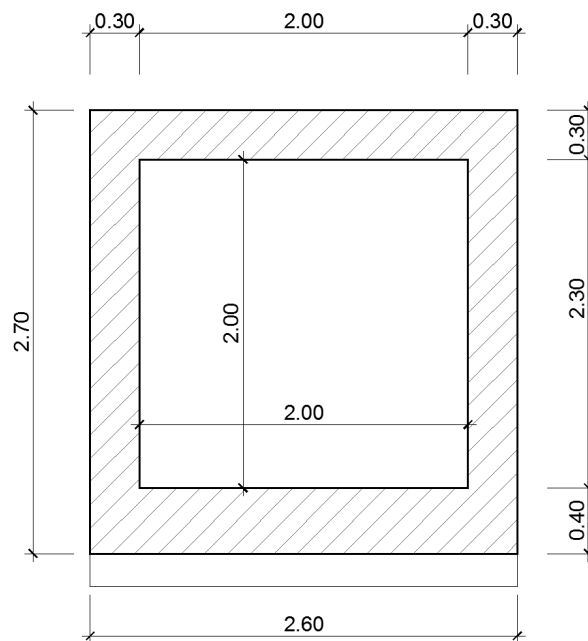


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il sottopasso si trova all'interno della stazione di Pontecagnano, al di sotto della 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 $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti di spessore S_p , soletta inferiore di spessore S_f e soletta superiore di spessore S_s . Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Figura 2] 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]

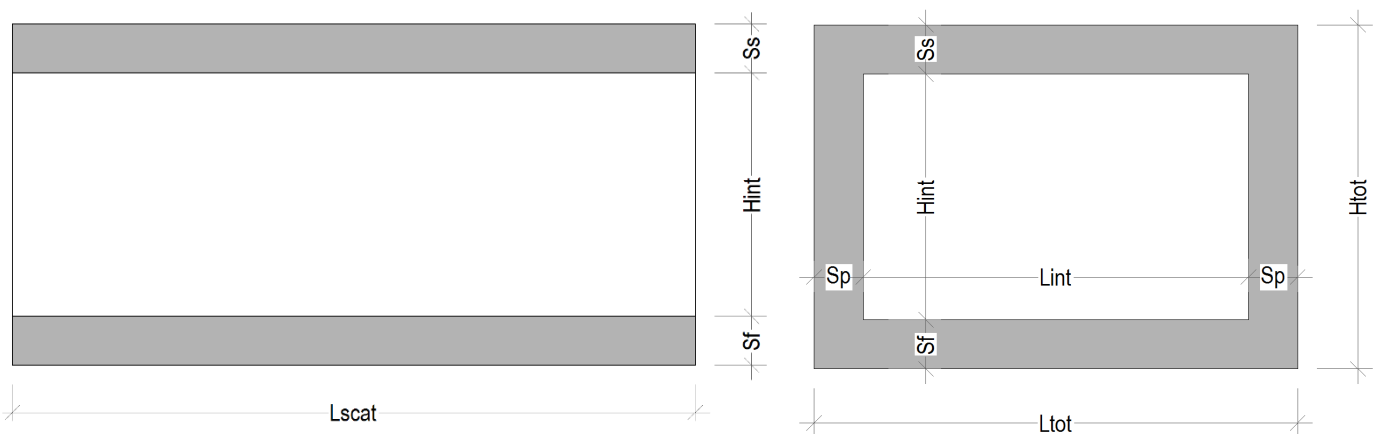


Figura 2. Simbologia adottata

3. PROGETTO NUOVO SOTTOPASSO

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione del sottopasso 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:

- L. n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- L. n. 1086 del 5/11/1971 Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento 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;
- EN 1991-2-2003/AC:2010-1:2004 Eurocode 1-Parte 2
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI MA IFS 001 D Manuale di progettazione delle opere civili
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili;
- EC08 Eurocode 8;
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.
- L. n. 64 del 2/2/1974 - Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

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 N

- (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	(° sessagesimali)

3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	2.00 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.30 m	(consigliato: Sp = Ss)
Spessore soletta	Ss	0.30 m	(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)
Spessore fondazione	Sf	0.40 m	(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	0.90 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	1.70 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	2.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.70 m	Hint+SPs+SPf

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo **C30/37** le cui caratteristiche principali sono:

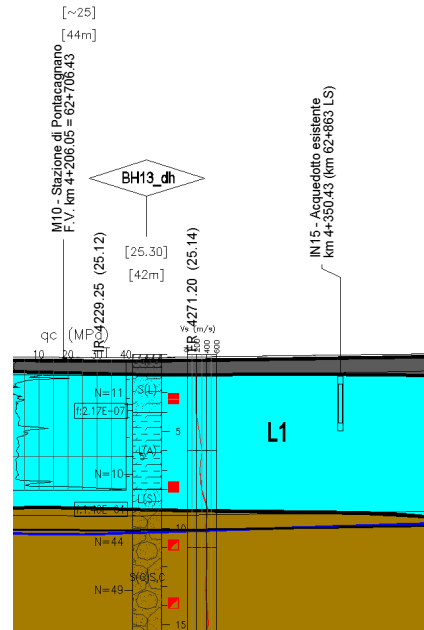
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, 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: **w1 = 0.2 mm**

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

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove:
 - $\gamma_s = 1.15$
 - $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
- Allungamento **D1 > 12%**
- Modulo di elasticità: **Es = 206000 N/mm²**
- Sovrapposizioni barre **≥ 40φ**

3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito la stratigrafia in corrispondenza della zona di riferimento:



Per l'inquadramento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano i 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) L1

Limo scarsa consistenza

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	25.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	2.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	70.0 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	

FALDA

Quota falda dal p.c.	q_w	9.00 m
Peso specifico	γ_w	10.00 kN/m ³

3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

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:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_v0) \cdot (1 - \nu^2) / E'_{op}$$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \text{ rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L / B) \text{ rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_v0 = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E'_{op} = modulo elastico operativo del terreno sottostante.

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

$$kw = E'_{op} / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E'_{op} il valore minimo tra quelli indicati per l'Unità Geotecnica in esame ed una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante nella diffusione dei carichi:

Unità stratigrafica	1) L1
Descrizione unità stratigrafica	Limo scarsa consistenza
Modulo elastico medio terreno	E'_{op} 17000 kN/m ² (il minore tra i valori proposti)
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν 0.3
Lato minore della fondazione	B 2.6 m
Lato maggiore della fondazione	L 86.0 m
Rapporto dei lati	L/B 33.1
Coefficiente adimensionale	ct 2.740
Costante di sottofondo	Kw 2623 kN/m ³

3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA

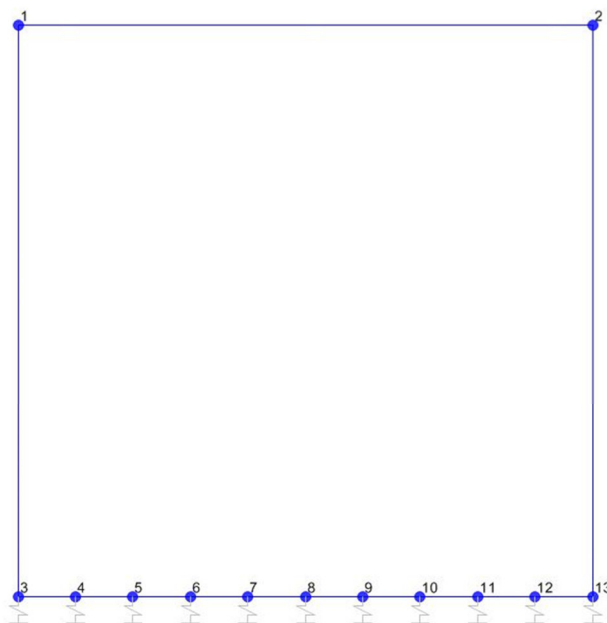
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

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

<i>asta</i>	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>descrizione</i>
Asta 1	100 cm	40 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	30 cm	(Piedritti)
Asta 3	100 cm	30 cm	(soletta superiore)

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

Linterasse	2.30 m
Hinterasse	2.35 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



<i>Nodo</i>	<i>X</i>	<i>Z</i>
1	0.000	2.350
2	2.300	2.350
3	0.000	0.000
4	0.230	0.000
5	0.460	0.000
6	0.690	0.000
7	0.920	0.000
8	1.150	0.000
9	1.380	0.000
10	1.610	0.000
11	1.840	0.000
12	2.070	0.000
13	2.300	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

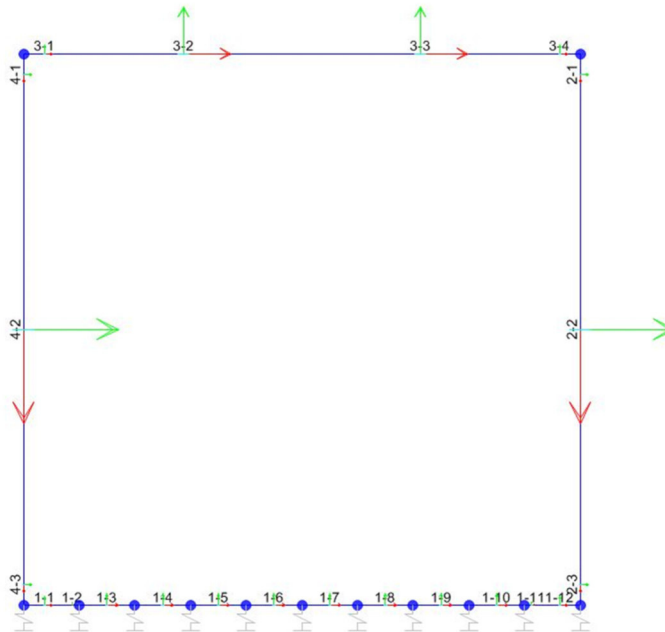


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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 dai parametri della relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

ks		2623 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.230 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	603 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.230 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	905 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.265 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	1390 kN/m

3.8. 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_{cls}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	7.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	7.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

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	20.0 kN/m ³	
altezza rinterro	H_r	0.90 m	
peso rinterro	P_r	18.00 kN/m	$\gamma_r \times H_r$
peso specifico massetto di protezione	γ_m	24 kN/m ³	
altezza massetto di protezione	H_m	0.05 m	
peso massetto di protezione	P_m	1.20 kN/m	$\gamma_m \times H_m$
Permanente totale	G_{2p}	33.60 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	5.04 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

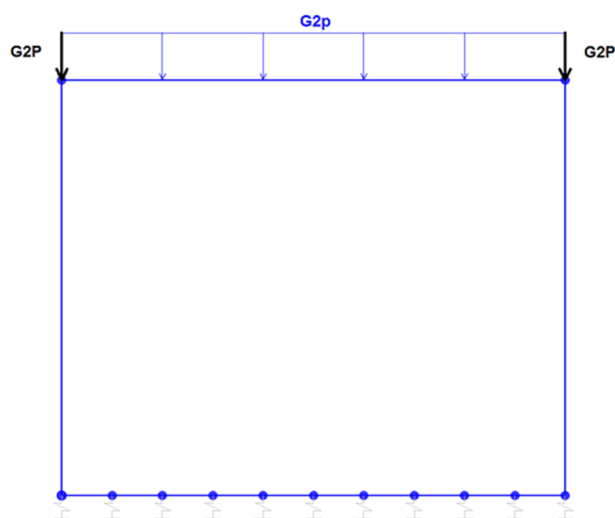


Figura 5. Condizione di carico PERM da SAP2000

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	\varnothing'	38.0 [°]	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	12.91 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m)$
Pressione asse soletta superiore	P2	14.07 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	32.13 kN/m ²	$k_o \times [P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	33.67 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	2.02 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	6.58 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

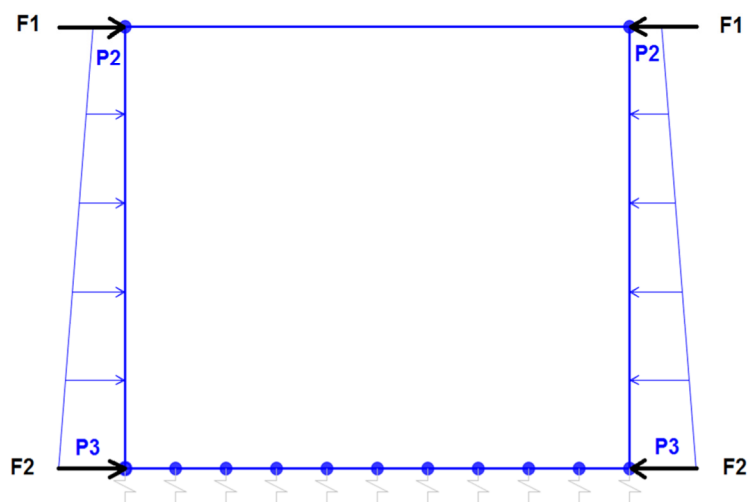


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

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.

Le due condizioni di carico SPTDX e SPTSX vengono applicate al modello con il loro valore al 100% (come visibile in figura 6 sopra). Lo sbilanciamento di tali condizioni (100% SPTSX e 60% SPTSX) viene tenuto in conto tramite opportuni coefficienti di combinazione, come è visibile in seguito al paragrafo § 5 - "Combinazioni di Carico" - del presente elaborato.

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.

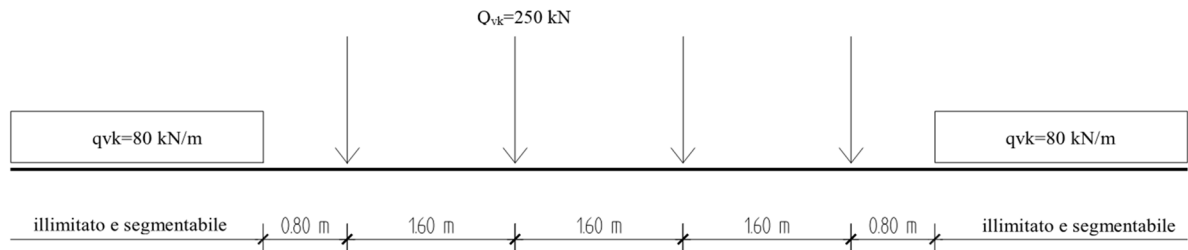


Figura 7. Treno LM71

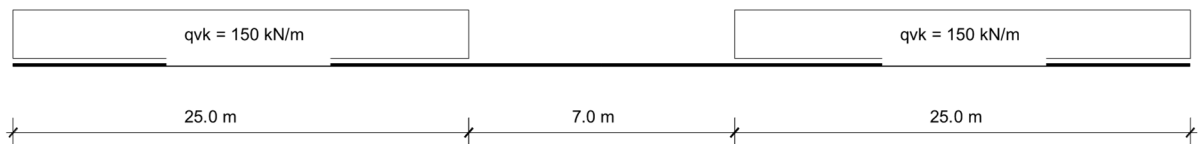


Figura 8. Treno SW/2

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

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

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

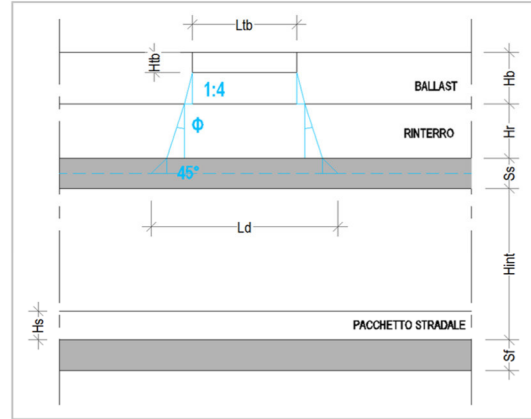


Figura 9. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

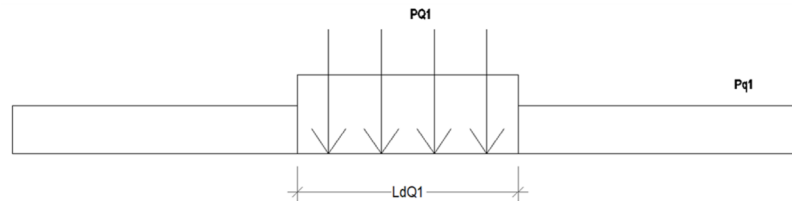


Figura 10. Carichi Treno LM71 su Ld

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzeria 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 $LdQ1$ del treno di carico.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

Incremento dinamico	$\Phi 3^*$	1.35	* valido per $Hint < 5m, Lint < 8m$
Incremento dinamico con ricopimento	$\Phi 3$	1.28	$\Phi 3 = 1$ per $Hric > 2,5m$
Lunghezza caratteristica	$L\phi$	2.00 m	tab. 5.2.II - NTC2018
Coefficiente di adattamento	α	1.10	
Larghezza di diffusione nel ballast	Ldb	0.20 m	Diffusione 1:4 nel ballast
Larghezza di diffusione nel rinterro	Ldr	1.41 m	Diffusione secondo angolo attrito
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.30 m	Diffusione 45° nel cls
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ld	4.31 m	$Ldb + Ldr + Ldc$
Carico distribuito per treno LM71	$q1$	80.00 kN/m	
Carico concentrato per treno LM71	$Q1$	250.00 kN	
N° carichi concentrati per treno LM71	$NQ1$	4	
Larghezza applicazione carichi conc. $Q1$	$LaQ1$	6.40 m	
Larghezza distribuzione carichi conc. $Q1$	$LdQ1$	6.40 m	
Carico ripartito verticale per LM71 ($q1$)	$Pq1$	26.16 kN/m ²	$q1 \times \Phi 3 \times \alpha / Ld$
Carico ripartito verticale per LM71 ($Q1$)	$PQ1$	51.09 kN/m ²	$Q1 \times NQ1 \times \Phi 3 \times \alpha / (Ld \times LdQ1)$

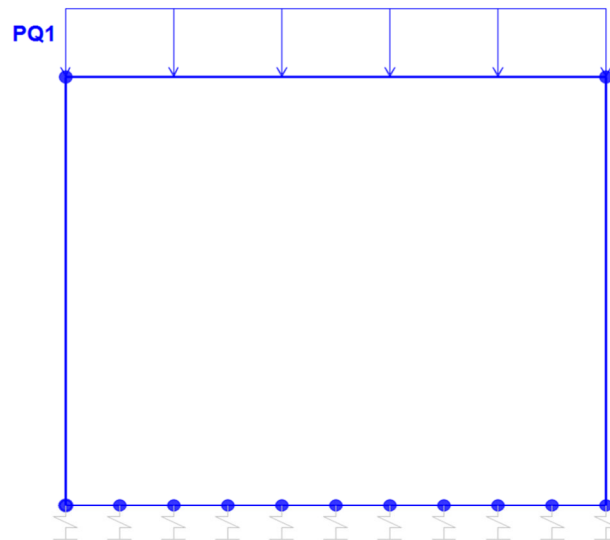


Figura 11. Condizione di carico ACCM da SAP2000

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

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	7.85 kN/m ²	$(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko$
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	15.34 kN/m ²	$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	2.30 kN/m	$SPQ1 \times SPs / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	3.07 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

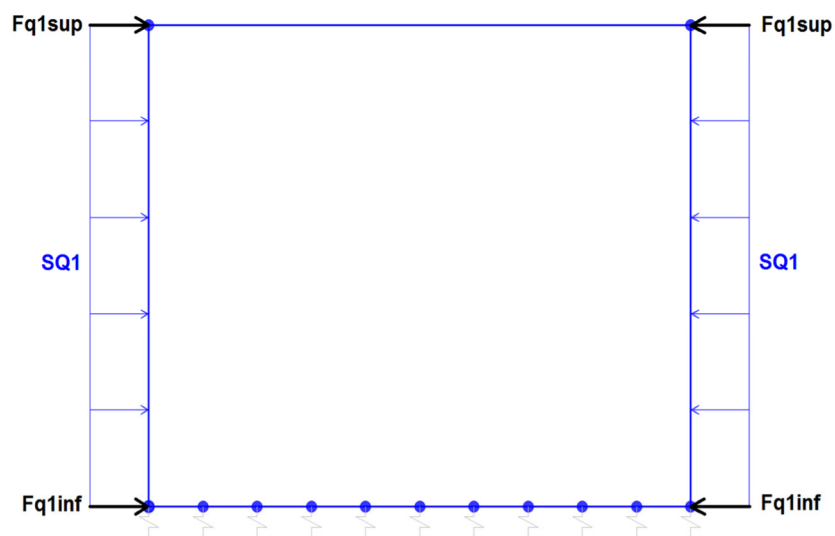


Figura 12. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento e frenatura LM71

A_v 33.00 kN/m

Avviamento e frenatura LM71 distribuiti

q_{Av} 7.66 kN/m A_v / L_d

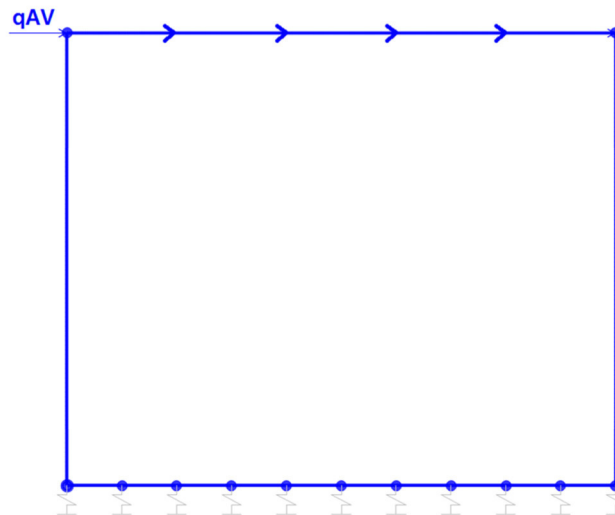


Figura 13. Condizione di carico AVV da SAP2000

Azioni termiche (condizione TERM)

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

Variazione termica uniforme

ΔT_{unif} +15.00 [°]

Sulla soletta superiore

Variazione termica differenziale

ΔT_{diff} +5.00 [°]

Sulla soletta superiore

Gradiente +16.67 [°/m]

$\Delta T_{diff} / S_s$

Ritiro igrometrico (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

ΔT_{ritiro} -[11.29°]

Sulla soletta superiore

CONDIZIONI DI CARICO 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 ed una classe d'uso C_U ; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U$.

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 per la determinazione delle forze di inerzia può essere valutata con la relazione:

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

*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 k_h e k_v ove: $k_h = \beta M x S x a_g / g$ e $k_v = k_h / 2$. 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

40.64035

Longitudine

14.87364

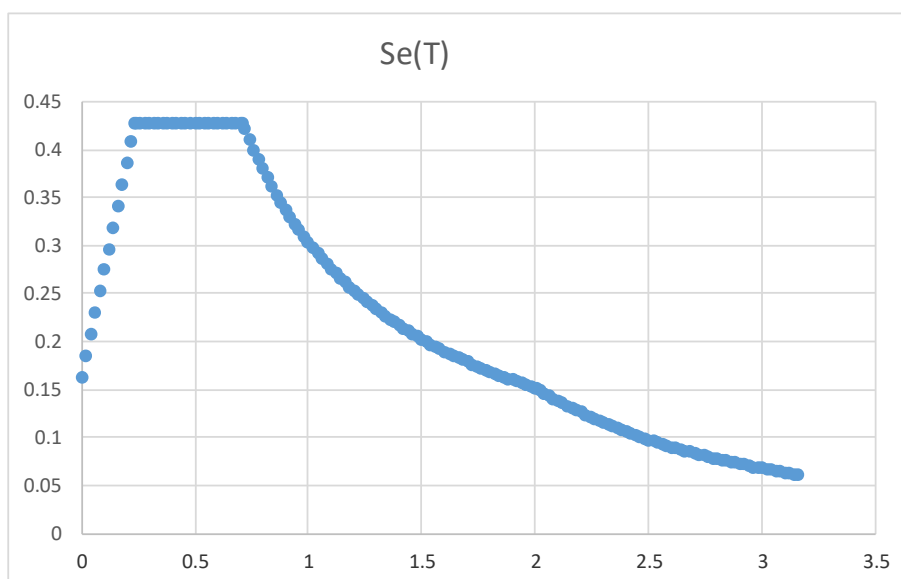
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.102 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.616 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.449
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per ξ <> 5%	η	1.000

Tab.3.2.V	S _S	C _C	S _S	C _C
A	1.00	1.00		
B	1.20	1.29		
C	1.50	1.37		
D	1.80	1.87		
E	1.60	1.58	1.60	1.58

coefficiente amplificazione stratigrafica	S _S	1.600
coefficiente di amplificazione	S	1.600
coefficiente categoria sottosuolo	C _C	1.584
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3	T _B	0.237 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c	T _C	0.711 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T _D	2.008 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.163 g

SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV



Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito	β	1.000
$a_o = k_h = a_{go,max} = S \times a_g/g$	valore $PGA \times$ scatolare	$a_o = k_h$ 0.1632 g
$a_v = k_v = k_h / 2$	valore $PGA \times$ scatolare	$a_v = k_v$ 0.0816 g

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F''^h	8.18 kN/m $(P_{ss}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times k_b$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''^h	1.22 kN/m² $P_p \times k_b$

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%
Forza verticale sulla soletta di copertura	F''^v	4.09 kN/m² $(P_{ss}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times k_v$

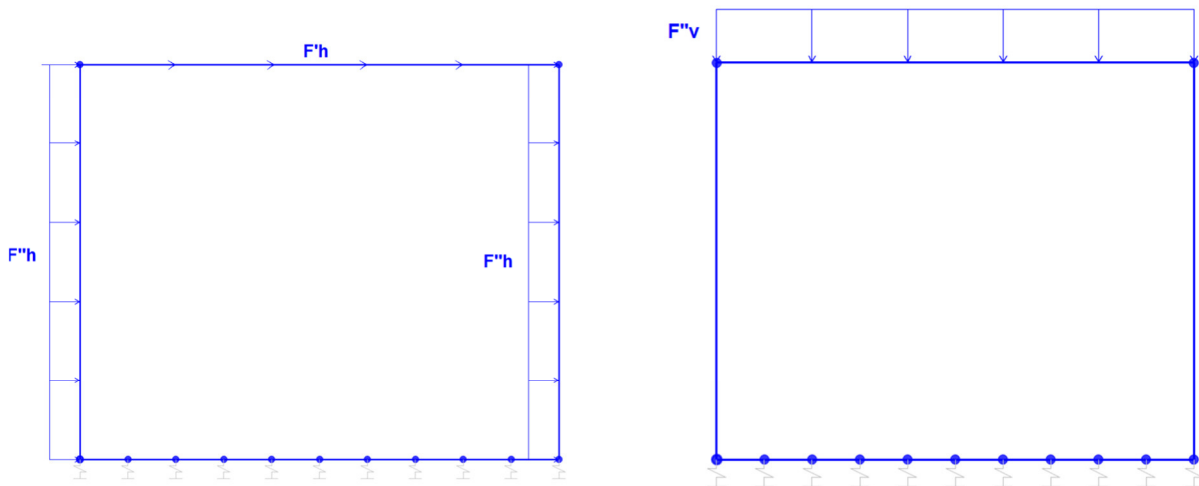


Figura 14. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

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

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	15.96 kN/m² $(\%P_{Q1}+G_2p+\gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QW_{sup}	2.39 kN $qW \times S_s / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QW_{inf}	3.19 kN $qW \times S_f / 2$

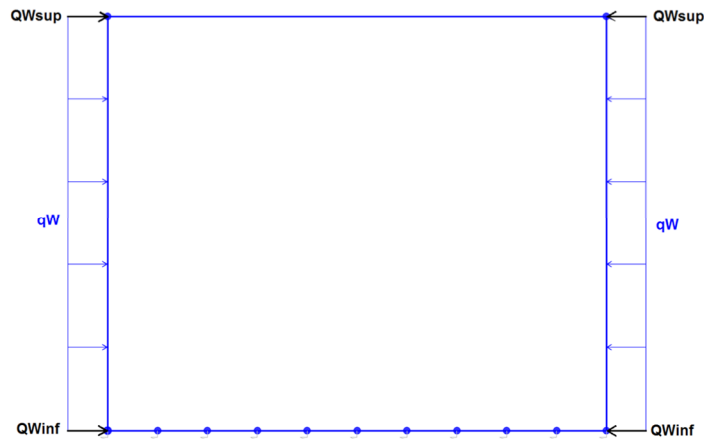
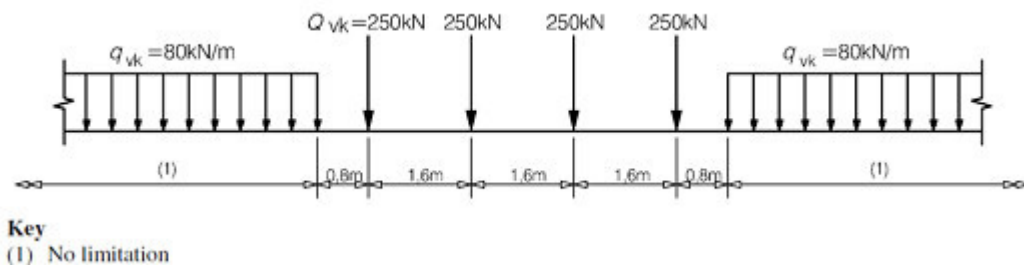


Figura 15. Condizione di carico SPSSDX e SPSSX da SAP2000

4. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

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

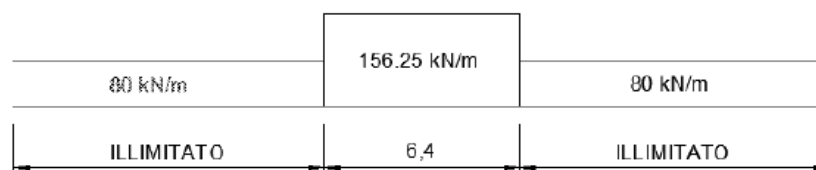
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



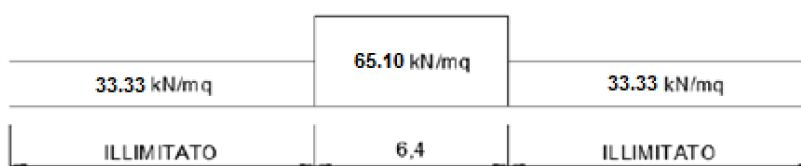
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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 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:

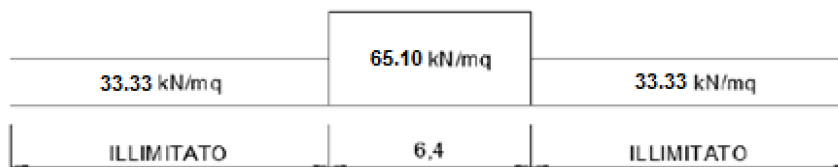


A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

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:

$$- q_1 = 4 * 250 / 6,4 / 2,60 = 60,10 \text{ kN/m}^2$$

$$- q_2 = 80 / 2,60 = 30,77 \text{ kN/m}^2$$

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

5. 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
	Primo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	-	1,0 (LM 71''+''SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	0,75 (LM 71''+''SW/0)	1,0 SW/2
≥3	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 impalcato 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 g 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 g_r 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
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di carico	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	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_TERM
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 termiche:

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

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

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:

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

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE utilizzate. Nelle combinazioni si tiene conto sia della spinta delle terre SPTSX al 100% e SPTDX al 100% che del loro sbilanciamento con SPTSX al 100% e SPTDX al 60%, sbilanciamento concorde con il verso di AVV e SISMAH per massimizzare le caratteristiche di sollecitazione. Lo sbilanciamento è tenuto in conto nelle combinazioni tramite i coefficienti evidenziati in rosso, corrispondenti ai coefficienti della spinta SPTDX moltiplicati per il coefficiente di combinazione 0,60.

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	135	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	135	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	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	135	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	135	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	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

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

	14slu	15slu	16slu	17slu	18slu	19slu	20slu	21slu	22slu	23slu	24slu	25slu	26slu
DEAD	135	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	135	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	0.6	0.6	0.6	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	135	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	135	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	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 SLV								
	sh1	sh2	sh3	sh4	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

Combinazioni di Carico Sismiche SLV								
	sh5	sh6	sh7	sh8	sv5	sv6	sv7	sv8
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	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
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	4sle	5sle	6sle
DEAD	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.48	0.48	0.48
ACCM	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCSX	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0
SPACCDX	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
AVV	-0.8	0.8	-0.8	-0.8	0.8	-0.8
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1	0	0	1

Oltre alle verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale, sono prese in considerazione anche le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) di cui alle NTC2018, relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

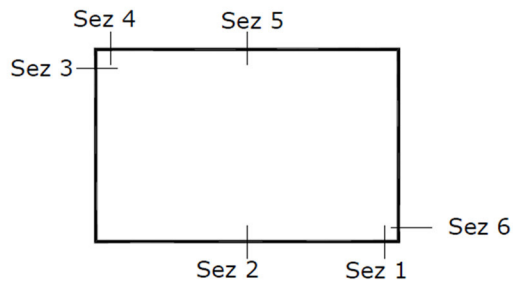
.6.1. Inviluppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	141.7	48.5
1	0.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	143.0	43.0
1	0.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	118.4	43.0
1	0.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	122.3	27.8
1	0.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	94.0	27.8
1	0.69	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	97.8	13.3
1	0.69	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	76.5	13.3
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	80.4	-0.1
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	56.5	-0.1
1	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	60.4	-6.2
1	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	41.7	-6.2
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	44.6	3.3
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	29.8	3.3
1	1.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	32.6	14.1
1	1.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	15.2	14.1
1	1.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	18.0	25.9
1	1.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-12.2	25.9
1	2.07	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-9.3	38.6
1	2.07	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-43.6	38.6
1	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-42.6	43.3
1	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	36.2	-30.9
1	0.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	37.2	-40.4
1	0.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	9.2	-40.4
1	0.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	12.1	-56.3
1	0.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-12.9	-56.3
1	0.69	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-10.0	-62.0
1	0.69	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-24.8	-62.0
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-21.9	-64.0
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-34.6	-64.0
1	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-31.8	-66.0
1	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-50.3	-66.0
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-46.4	-70.6
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-70.8	-70.6
1	1.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-66.9	-69.6
1	1.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-89.3	-69.6
1	1.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-85.4	-65.2
1	1.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-116.1	-65.2
1	2.07	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-112.2	-50.8
1	2.07	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-140.0	-50.8
1	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-138.6	-41.6

Tombino Scatolare 2.00 x 2.00 (pk 4+350): Relazione di calcolo

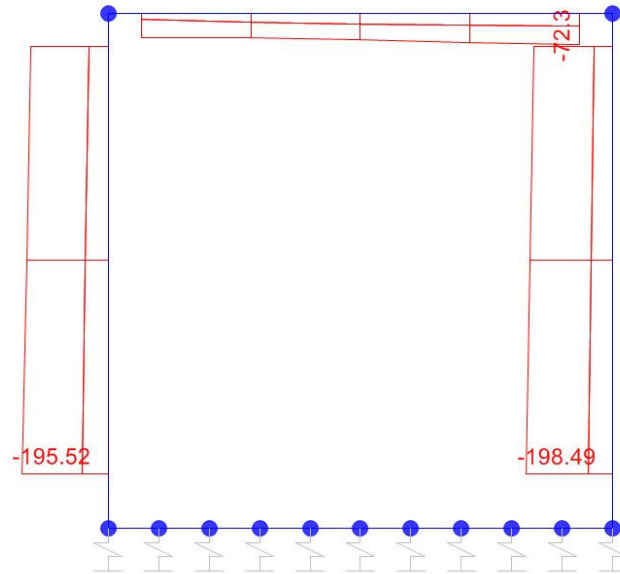
COMMESSA NN1X	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.00.0.0.002	REV. B	FOGLIO 31 di 93
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-41.5	-25.1	0.5
2	1.13	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-48.8	15.0	9.5
2	2.10	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-56.1	71.5	25.6
2	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-178.8	-61.6	-53.9
2	1.13	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-188.6	-38.4	-14.7
2	2.10	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-198.5	-22.9	-44.3
3	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-14.3	-30.8	10.6
3	0.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-19.9	-5.7	46.2
3	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-25.4	19.3	55.8
3	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-27.4	82.2	41.3
3	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-29.4	149.5	0.1
3	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-56.4	-146.5	-35.3
3	0.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-56.4	-79.2	-2.3
3	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-61.2	-11.9	8.8
3	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-66.7	8.6	-4.3
3	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-72.3	29.2	-37.5
4	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-44.4	52.2	50.8
4	1.13	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-51.7	33.7	15.3
4	2.10	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-59.1	7.9	49.3
4	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-175.8	8.4	-7.6
4	1.13	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-185.7	-23.2	-4.8
4	2.10	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-195.5	-73.1	-13.2

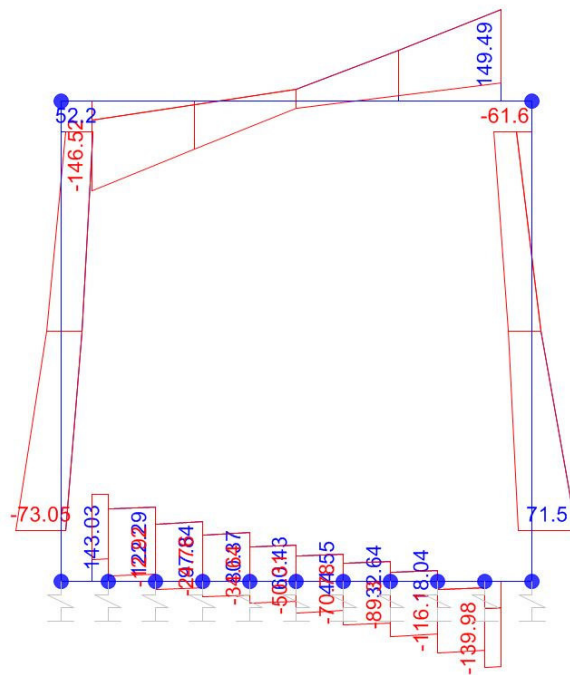


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	143.0	48.5
02	0.0	0.0	70.6
03	-41.5	73.1	53.9
04	0.0	149.5	37.5
05	0.0	0.0	55.8
06	-56.1	73.1	49.3

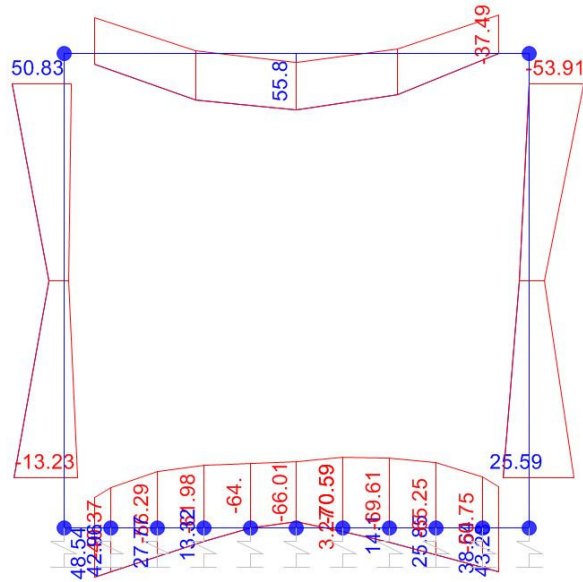
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



Sforzo normale



Taglio



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.

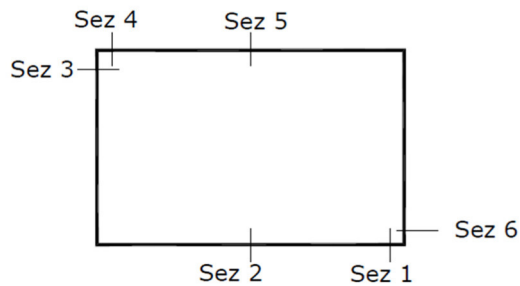
.6.2. Involuppo SLE (rara)

USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	85.9	26.6
1	0.23	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	86.9	19.7
1	0.23	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	70.0	19.7
1	0.46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	72.9	3.3
1	0.46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	54.0	3.3
1	0.69	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	56.8	-9.5
1	0.69	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	42.8	-9.5
1	0.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	45.7	-19.5
1	0.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	30.3	-19.5
1	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	33.2	-22.3
1	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	16.4	-22.3
1	1.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	19.2	-15.6
1	1.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	1.0	-15.6
1	1.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	3.9	-5.9
1	1.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-15.7	-5.9
1	1.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-12.8	6.3
1	1.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-44.3	6.3
1	2.07	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-41.5	22.3
1	2.07	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-75.1	22.3
1	2.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-74.1	29.1
1	0.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	75.2	-15.0
1	0.23	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	76.2	-21.0
1	0.23	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	43.2	-21.0
1	0.46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	46.1	-31.3
1	0.46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	15.1	-31.3
1	0.69	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	17.9	-35.1
1	0.69	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-1.4	-35.1
1	0.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	1.4	-35.2
1	0.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-16.7	-35.2
1	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-13.8	-36.3
1	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-30.6	-36.3
1	1.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-27.7	-40.4
1	1.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-43.2	-40.4
1	1.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-40.4	-41.0
1	1.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-54.6	-41.0
1	1.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-51.7	-37.7
1	1.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-71.2	-37.7
1	2.07	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-68.3	-27.8
1	2.07	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-85.8	-27.8
1	2.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-84.8	-21.9

Tombino Scatolare 2.00 x 2.00 (pk 4+350): Relazione di calcolo

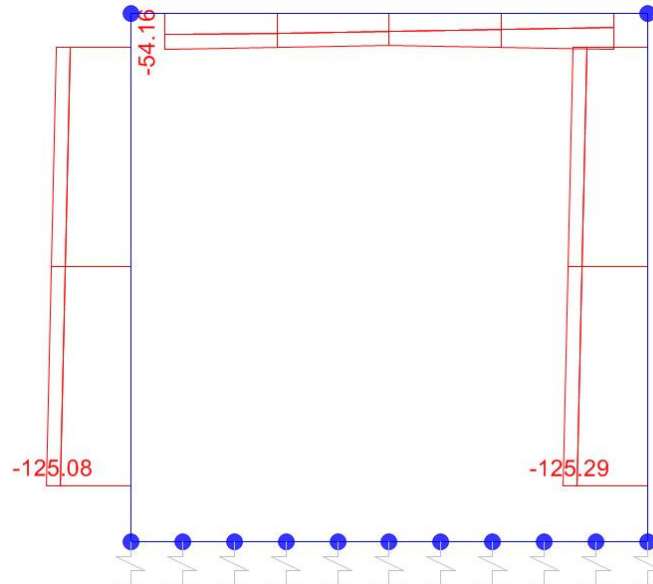
COMMESSA NN1X	LOTTO 0 0 D 78	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.00.0.0.002	REV. B	FOGLIO 35 di 93
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-90.4	-14.1	-7.6
2	1.125	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-97.7	10.4	0.7
2	2.1	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-105.0	43.0	11.6
2	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-110.7	-48.0	-36.0
2	1.125	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-118.0	-25.0	-6.1
2	2.1	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-125.3	-0.6	-29.8
3	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-32.0	-71.7	-2.4
3	0.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-30.0	-30.7	23.3
3	1.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-26.9	10.2	33.0
3	1.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-23.8	51.2	27.1
3	2.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-20.8	92.2	1.4
3	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-54.2	-92.0	-24.2
3	0.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-51.1	-51.0	9.5
3	1.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-48.0	-10.0	22.2
3	1.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-51.1	31.0	7.5
3	2.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-54.2	71.9	-28.4
4	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-90.2	47.2	32.8
4	1.125	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-97.5	21.1	4.8
4	2.1	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-104.8	-4.7	26.8
4	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-110.5	23.2	10.3
4	1.125	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-117.8	-7.3	-1.5
4	2.1	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-125.1	-45.0	-6.0

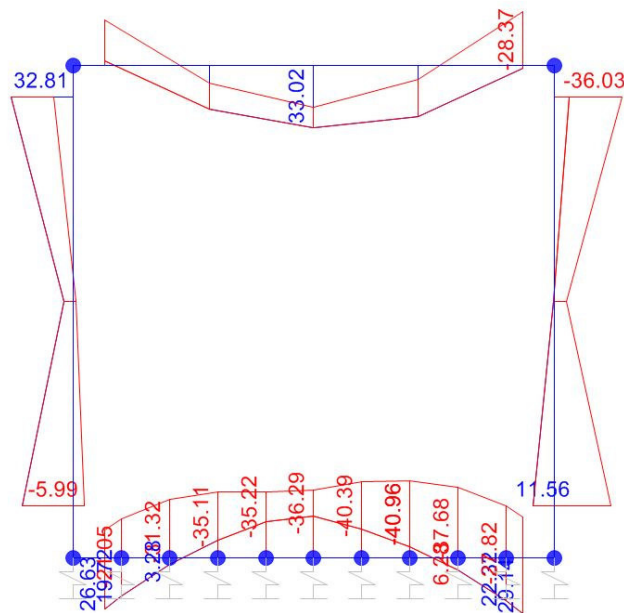


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	86.9	29.1
02	0.0	0.0	41.0
03	-90.2	48.0	36.0
04	0.0	92.2	28.4
05	0.0	0.0	33.0
06	-104.8	48.0	29.8

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.

7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

Oggetto:

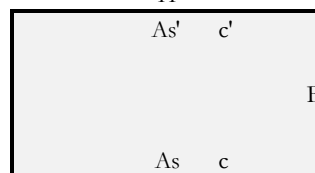
Tombino scatolare IN15 - 4+350

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 [(+)]	48.5 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	143.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5	Armatura tesa filante 1005 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		Armatura di raffittim. 0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	1571 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	1005 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 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	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	29.1 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	Coeff.Sfrutt.Max	95%
Mrd	Momento ultimo resistente	137 kNm	Coeff.Sfrutt.	35%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	150 kN	Coeff.Sfrutt.	95%
Vrd	Taglio ultimo resistente	150 kN	Coeff.Sfrutt.	95%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	1%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	97 Mpa	Coeff.Sfrutt.	27%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	83 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.15 mm	Coeff.Sfrutt.	74%

Oggetto:

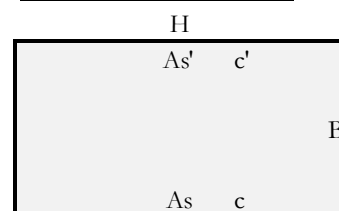
Tombino scatolare IN15 - 4+350

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 [(+)]	70.6 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			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5 Armatura tesa filante	1571 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	1005 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	1571 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	200 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 [(+)]	41.0 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	Coeff.Sfrutt.Max	58%
Mrd	Momento ultimo resistente	196 kNm	Coeff.Sfrutt.	36%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	171 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	171 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-11 Mpa	Coeff.Sfrutt.	3%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	89 Mpa	Coeff.Sfrutt.	25%
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	85 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	58%

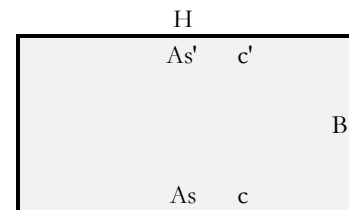
Oggetto:

Tombino scatolare IN15 - 4+350

Sezione n°. 03

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]	-41.5 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	53.9 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	73.1 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5 Armatura tesa filante	1005 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	1005 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	1005 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe		
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	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	36.0 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-90.2 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	Coeff.Sfrutt.Max	57%
Mrd	Momento ultimo resistente	142 kNm	Coeff.Sfrutt.	38%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	155 kN	Coeff.Sfrutt.	47%
Vrd	Taglio ultimo resistente	155 kN	Coeff.Sfrutt.	47%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-15 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	75 Mpa	Coeff.Sfrutt.	21%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	89 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	57%

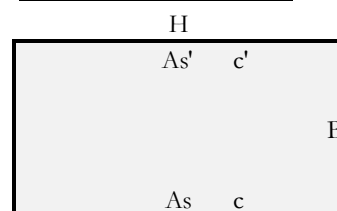
Oggetto:

Tombino scatolare IN15 - 4+350

Sezione n°. 04

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]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	37.5 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	149.5 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5 Armatura tesa filante	1005 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	1571 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	1005 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 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	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	28.4 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	
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	Coeff.Sfrutt.Max	88%
Mrd	Momento ultimo resistente	98 kNm	Coeff.Sfrutt.	38%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	126 kN	Coeff.Sfrutt.	119%
Vrd	Taglio ultimo resistente	229 kN	Coeff.Sfrutt.	65%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	2 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	0 Mpa	Coeff.Sfrutt.	0%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	136 Mpa	Coeff.Sfrutt.	38%
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	47 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.18 mm	Coeff.Sfrutt.	88%

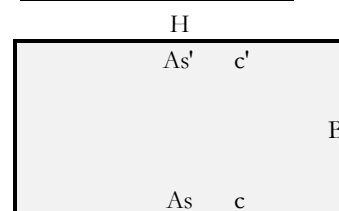
Oggetto:

Tombino scatolare IN15 - 4+350

Sezione n° 05

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]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	55.8 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		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5 Armatura tesa filante	1571 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	1005 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	1571 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 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	1131 mmq/m	11.31 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msl	Momento di esercizio [(+)]	33.0 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	Coeff.Sfrutt.Max	59%
Mrd	Momento ultimo resistente	135 kNm	Coeff.Sfrutt.	41%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	146 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	229 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	2 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-8 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	105 Mpa	Coeff.Sfrutt.	29%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	21%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	49 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	59%

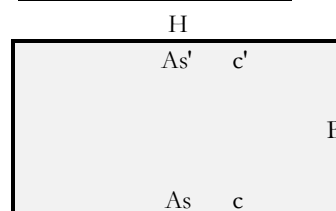
Oggetto:

Tombino scatolare IN15 - 4+350

Sezione n°. 06

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]	-56.1 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	49.3 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	73.1 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	5 Armatura tesa filante	1005 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	1005 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	1005 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	0 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	0	
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 [(+)]	29.8 kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-104.8 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	
sigR-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	Coeff.Sfrutt.Max	47%
Mrd	Momento ultimo resistente	144 kNm	Coeff.Sfrutt.	34%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	157 kN	Coeff.Sfrutt.	47%
Vrd	Taglio ultimo resistente	157 kN	Coeff.Sfrutt.	47%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-15 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	48 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	90 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.07 mm	Coeff.Sfrutt.	37%

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

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	35%	36%	38%	38%	41%	34%
SLU	Ved/Vrd	95%	0%	47%	65%	0%	47%
SLE	(sigse/sigsr)s	1%	3%	4%	0%	2%	4%
SLE	(sigse/sigsr)i	27%	25%	21%	38%	29%	13%
SLE	(sigce/sigα)s	12%	14%	15%	22%	21%	12%
SLE	wk/wklim	74%	58%	57%	88%	59%	37%
	MAX	95%	58%	57%	88%	59%	47%
	MAX	95%					

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

7.1. ARMATURE DI RIPARTIZIONE

Le armature di ripartizione delle pareti e della soletta vengono dimensionate per sostenere gli effetti del ritiro igrometrico i quali generano una trazione pura per deformazioni impedita a causa della soletta inferiore gettata precedentemente e che può aver dissipato tali effetti.

La ϵ ritiro induce nel calcestruzzo una tensione di trazione superiore alla sua resistenza a trazione, ne deriva la fessurazione e il trasferimento di tutta la trazione sull'acciaio teso. Per ottenere delle fessure uniformemente distribuite e non concentrate in alcuni punti con ampiezze macroscopiche, si applica un principio di non plasticizzazione delle armature. Per limitare l'ampiezza delle fessure, pur distribuite, che si ottengono applicando tale principio, si applica quanto previsto al § 7.3.2 dell'Eurocodice 2 - UNI EN 1992 1-1: "Aree minime di armatura", in particolare la formula (7.1):

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

dove:

$A_{s,min}$ è l'area minima di armatura nella zona tesa;

A_{ct} è l'area di calcestruzzo nella zona tesa. La zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione subito dopo la formazione della prima fessura; è pari a tutta l'area della sezione per trazione pura, alla metà per flessione;

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari alla tensione di snervamento f_{yk} dell'armatura. Può essere però necessario fissare un valore minore per soddisfare i limiti di apertura delle fessure secondo il massimo diametro o la massima spaziatura tra le barre (vedere punto 7.3.3).

$f_{ct,eff}$ è il valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure;

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ se la formazione delle fessure è prevista prima di 28d;

k è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi, $k=1$

k_c è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione e della variazione del braccio di leva; $k_c=1$ per trazione, $k_c=0,4$ per flessione, $k_c = 0,4 \cdot (1 - \text{funz}(\sigma_c))$ nel caso flessione combinata con sforzo normale.

base della sezione		1000 mm
altezza della sezione		300 mm
area sezione calcestruzzo	A_{ct}	300000 mm ²
tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450 Mpa
resist. Caratt. Cilindrica cls a compressione	f_{ck}	30 Mpa
tensione resistente cls a trazione	$f_{ct,eff}=0,3(f_{ck})^{2/3}$	2.90 Mpa
coefficiente k_c	k_c	1.00
coefficiente k	k	1.00
area minima acciaio teso nella sezione	$A_{s,min}$	1931 mm ²

P.to 7.3.3 EC2 1992:1-1): Dove è disposta l'armatura minima indicata al punto 7.3.2, le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive se: per fessurazione causata principalmente da deformazioni impedito, il diametro delle barre non eccede quello dato nel prospetto 7.2N, dove la tensione nell'acciaio è quella che si ha subito dopo la fessurazione [cioè il termine σ_s nell'espressione (7.1)];

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ^*_s per il controllo della fessurazione¹⁾**

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_1 = 0,4$ e $k' = 1,0$.

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Il diametro massimo delle barre si raccomanda sia modificato come segue:

Trazione (la sezione è tutta tesa):

$$\phi_s = \phi^*_s (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

dove:

ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

ϕ^*_s è il diametro massimo dato nel prospetto 7.2N;

h è l'altezza totale della sezione;

h_{cr} è l'altezza della zona tesa subito prima della fessurazione, considerando i valori caratteristici della forza di precompressione e delle forze assiali sotto la combinazione di azioni quasi-permanente;

d è l'altezza utile valutata rispetto al baricentro dello strato più esterno di armatura ordinaria.

Se tutta la sezione è tesa $h-d$ è la minima distanza tra il baricentro dello strato di armatura e il lembo esterno della sezione (considerare ciascun lembo se la barra non è disposta simmetricamente).

Verifica armatura trasversale:

diametro barre trasversali	Φ_{trav}	16 mm	< F_s	Verifica soddisfatta
passo barre trasversali	passo	100 mm		
N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi)	n.strati	2		
Area barre trasversali	A_s	4021 mm ²		
stato tensionale barre dopo fessurazione	σ_s	216 mm ²	< f_{yk}	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ^*_s	6 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	h_{cr}	300 mm		
altezza totale sezione	h	300 mm		
copriferro (asse barre)	c	50 mm		
altezza utile sezione	d	250 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	18 mm	(= F_s)	

.7.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	40 cm		
con armatura principale esterna	F16 /200		1005 mm ²
con armatura principale interna	F16 /200		1005 mm ²
Soletta superiore di spessore	30 cm		
con armatura principale superiore	F16 /200		1005 mm ²
con armatura principale inferiore	F20 /200		1571 mm ²
Soletta inferiore di spessore	40 cm		
con armatura principale superiore	F20 /200		1571 mm ²
con armatura principale inferiore	F16 /200		1005 mm ²

Le pareti non necessitano di armatura a taglio.

La soletta superiore necessita di armatura a taglio **F12 /200** dir.princ. /500 dir.trasv.

La soletta inferiore non necessita di armatura a ta;

(Le armature a taglio sono state disposte ove non risultano soddisfatte le verifiche con V_{rd} senza armatura a taglio)

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:
Pareti	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	200% di 2011 mm ²
Soletta superiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	156% di 2576 mm ²
Soletta inferiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	156% di 2576 mm ²

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	2.00 m	Spessore piedritti	Sp	0.40 m
Altezza libera	Hint	2.00 m	Spessore soletta	Ss	0.30 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.40 m
			copriferro	c	0.07 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto	16	200	0	1000	16	200	0	1000	0	1000	1000
soletta	16	200	0	1000	20	200	0	1000	12	200	500
fondaz.	20	200	0	1000	16	200	0	1000	0	1000	1000
ripartiz.	16	100	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incd [kg/m ³]	Inc%					
piedritto	3.08	0.46	0.8	58	73	18%					
soletta	2.98	0.36	0.8	83	99	13%					
fondaz.	3.18	0.46	1.1	77	69	12%					
ripartiz.			3.6	364	102	57%					
TOTALE			3.6	641	180	100%					

.8. VERIFICHE GEOTECNICHE

.8.1. *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	411.08	34.51	9.22
SLU01	411.08	34.51	9.22
SLU02	411.08	-25.55	-60.03
SLU02	411.08	-25.55	-60.03
SLU03	411.08	-25.55	-60.03
SLU03	411.08	-25.55	-60.03
SLU04	411.08	56.52	30.30
SLU04	411.08	56.52	30.30
SLU05	411.08	34.51	9.22
SLU05	411.08	34.51	9.22
SLU06	240.70	60.06	69.26
SLU06	240.70	60.06	69.26
SLU07	411.08	56.52	30.30
SLU07	411.08	56.52	30.30
SLU08	168.59	82.07	90.33
SLU08	168.59	82.07	90.33
SLU09	411.08	82.07	90.33
SLU09	411.08	82.07	90.33
SLU10	411.08	-82.07	-90.33
SLU10	411.08	-82.07	-90.33
SLU11	377.00	26.04	34.33
SLU11	377.00	26.04	34.33
SLU12	377.00	26.04	34.33
SLU12	377.00	26.04	34.33
SLU13	359.97	-5.52	-32.63
SLU13	359.97	-5.52	-32.63
SH1	194.91	-62.87	-99.36
SH1	194.91	-62.87	-99.36
SH2	189.27	-62.87	-99.36
SH2	189.27	-62.87	-99.36
SH3	194.91	23.30	0.01
SH3	194.91	23.30	0.01
SH4	189.27	23.30	0.01
SH4	189.27	23.30	0.01
SV1	182.68	-15.53	-28.92
SV1	182.68	-15.53	-28.92
SV2	201.49	-15.53	-28.92
SV2	201.49	-15.53	-28.92

Tombino Scatolare 2.00 x 2.00 (pk 4+350): Relazione di calcolo

COMMESSA
NN1X

LOTTO
0 0 D 78

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
IN.00.0.0.002

REV.
B

FOGLIO
48 di 93

SV3	182.68	10.32	0.89
SV3	182.68	10.32	0.89
SV4	201.49	10.32	0.89
SV4	201.49	10.32	0.89
SLU14	411.08	9.36	-14.87
SLU14	411.08	9.36	-14.87
SLU15	411.08	-50.70	-84.12
SLU15	411.08	-50.70	-84.12
SLU16	411.08	-50.70	-84.12
SLU16	411.08	-50.70	-84.12
SLU17	411.08	22.56	-2.22
SLU17	411.08	22.56	-2.22
SLU18	411.08	0.55	-23.30
SLU18	411.08	0.55	-23.30
SLU19	240.70	26.10	36.74
SLU19	240.70	26.10	36.74
SLU20	411.08	22.56	-2.22
SLU20	411.08	22.56	-2.22
SLU21	168.59	48.11	57.81
SLU21	168.59	48.11	57.81
SLU22	411.08	48.11	57.81
SLU22	411.08	48.11	57.81
SLU23	411.08	-107.22	-114.42
SLU23	411.08	-107.22	-114.42
SLU24	377.00	0.88	10.24
SLU24	377.00	0.88	10.24
SLU25	377.00	0.88	10.24
SLU25	377.00	0.88	10.24
SLU26	359.97	-30.67	-56.72
SLU26	359.97	-30.67	-56.72
SH5	194.91	-88.03	-123.45
SH5	194.91	-88.03	-123.45
SH6	189.27	-88.03	-123.45
SH6	189.27	-88.03	-123.45
SH7	194.91	-1.86	-24.08
SH7	194.91	-1.86	-24.08
SH8	189.27	-1.86	-24.08
SH8	189.27	-1.86	-24.08
SV5	182.68	-40.68	-53.01
SV5	182.68	-40.68	-53.01
SV6	201.49	-40.68	-53.01
SV6	201.49	-40.68	-53.01
SV7	182.68	-14.83	-23.20
SV7	182.68	-14.83	-23.20
SV8	201.49	-14.83	-23.20
SV8	201.49	-14.83	-23.20

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

SLU	
Nmax	411.08 kN/m
Nmin	168.59 kN/m
Hmax	107.22 kN/m
Mmax	114.42 kNm/m

SLV	
Nmax	201.49 kN/m
Nmin	182.68 kN/m
Hmax	88.03 kN/m
Mmax	123.45 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 ($e_B = Mb/N$)

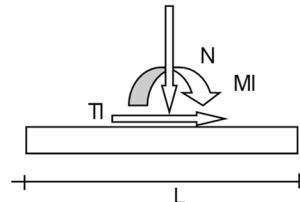
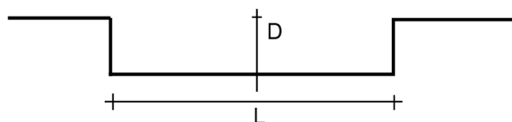
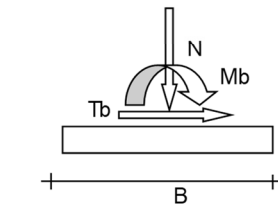
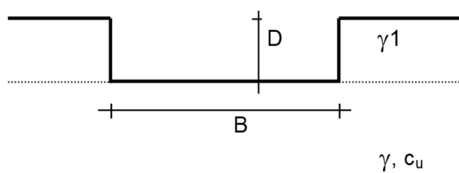
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

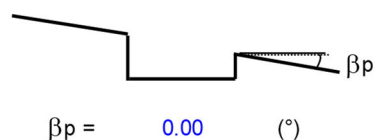
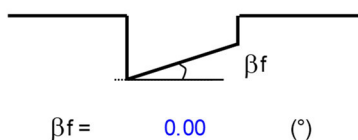
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanent	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.40	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

$B = 2.60$ (m)
 $L = 100.00$ (m)
 $D = 3.60$ (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.

.8.2. Verifiche SLU in condizioni drenate

• **SLU-Nmin:**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	168.59		168.59
Mb [kNm]	114.42		114.42
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	107.22		107.22
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	107.22	0.00	107.22

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 8.50$ (m)

$e_B = 0.68$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.24$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 72.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (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

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

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 nastroforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

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

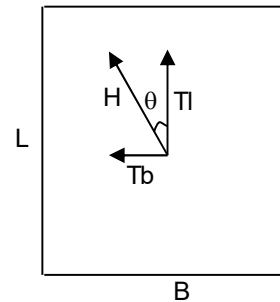
$$i_q = 0.31$$

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

$$i_c = 0.24$$

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

$$i_\gamma = 0.18$$


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

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

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

$$d_q = 1.40$$

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

$$d_c = 1.45$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 609.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 135.67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 264.95 \geq q = 135.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 107.22 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 122.10 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 111 \geq H_d = 107.22 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	411.08		411.08
Mb [kNm]	114.42		114.42
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	107.22		107.22
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	107.22	0.00	107.22

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 8.50$ (m)

$e_B = 0.28$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 2.04$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 72.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (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)

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

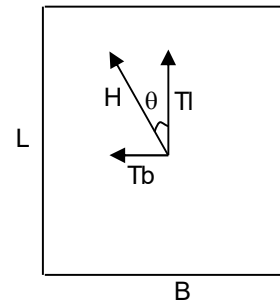
$$i_q = 0.61$$

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

$$i_c = 0.57$$

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

$$i_\gamma = 0.47$$


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

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

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

$$d_q = 1.40$$

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

$$d_c = 1.45$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 1295.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 201.18 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 563.35 \geq q = 201.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 107.22 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 263.21 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 239.28 \geq H_d = 107.22 \text{ (kN)}$$

.8.3. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- **SLU-Nmin:**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	168.59		168.59
Mb [kNm]	114.42		114.42
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	107.22		107.22
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	107.22	0.00	107.22

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

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.68 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1.24 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 72.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

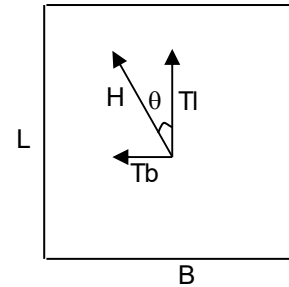
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.66$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.52$$

 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

$$q_{lim} = 590.94 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 135.67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 256.93 \geq q = 135.67 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 107.22 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 124.26 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 112.96 \geq H_d = 107.22 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	411.08		411.08
Mb [kNm]	114.42		114.42
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	107.22		107.22
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	107.22	0.00	107.22

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 70.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.28$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 70.00$ (kN/mq)

$B^* = 2.04$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 72.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

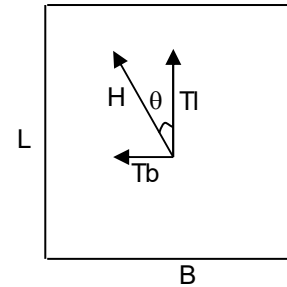
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

($m=2$ 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 $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.52$$

 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

$$q_{lim} = 693.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 201.18 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 301.62 \geq q = 201.18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 107.22 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 204.33 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 185.76 \geq H_d = 107.22 \text{ (kN)}$$

.8.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

• SLV-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	182.68		182.68
Mb [kNm]	123.45		123.45
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	88.03		88.03
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	88.03	0.00	88.03

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 8.50$ (m)

$e_B = 0.68$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.25$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 72.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (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

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

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

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

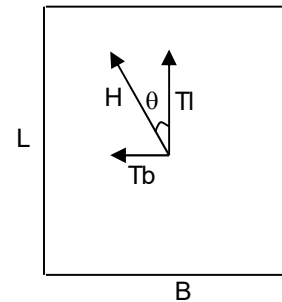
$$i_q = 0.43$$

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

$$i_c = 0.37$$

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

$$i_\gamma = 0.29$$


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

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

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

$$d_q = 1.40$$

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

$$d_c = 1.45$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 888.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 146.33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 386.29 \geq q = 146.33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 88.03 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 128.88 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 117.16 \geq H_d = 88.03 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax :

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	201.49		201.49
Mb [kNm]	123.45		123.45
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	88.03		88.03
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	88.03	0.00	88.03

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 5.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 8.50$ (m)

$e_B = 0.61$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.37$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 72.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : 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

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

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

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

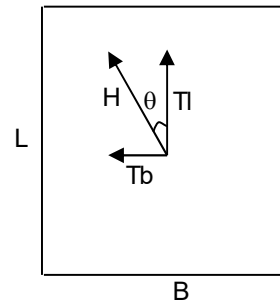
$$i_q = 0.46$$

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

$$i_c = 0.41$$

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

$$i_\gamma = 0.32$$


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

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

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

$$d_q = 1.40$$

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

$$d_c = 1.45$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 961.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 146.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 417.89 \geq q = 146.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 88.03 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 142.07 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 129.15 \geq H_d = 88.03 \text{ (kN)}$$

.8.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- SLV-Nmin:

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input permanenti	temporanee	
N [kN]	182.68		182.68
Mb [kNm]	123.45		123.45
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	88.03		88.03
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	88.03	0.00	88.03

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

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.68 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1.25 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 72.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

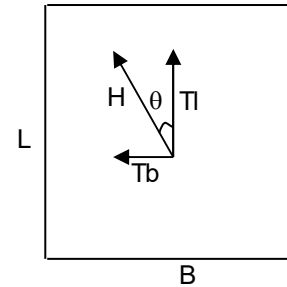
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.73$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.52$$

 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

$$q_{lim} = 638.90 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 146.33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 277.78 \geq q = 146.33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 88.03 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 124.84 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 113.49 \geq H_d = 88.03 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax :

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	201.49		201.49
Mb [kNm]	123.45		123.45
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	88.03		88.03
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	88.03	0.00	88.03

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

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.61 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 1.37 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 1.00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 72.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

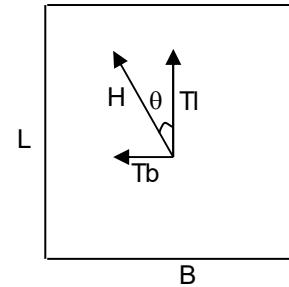
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.75$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.52$$

 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

$$q_{lim} = 658.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 146.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 286.34 \geq q = 146.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 88.03 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 137.46 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 124.97 \geq H_d = 88.03 \text{ (kN)}$$

.8.6. Tabella verifiche geotecniche GEO

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

<u>VERIFICHE GEO</u>			
	Q_{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	51%	97%	OK
SLU-CD_Nmax	36%	45%	OK
SLV-CD_Nmin	38%	75%	OK
SLV-CD_Nmax	35%	68%	OK
SLU-CND_Nmin	53%	95%	OK
SLU-CND_Nmax	67%	58%	OK
SLV-CND_Nmin	53%	78%	OK
SLV-CND_Nmax	51%	70%	OK

.8.7. Sollevamento per galleggiamento UPL

La quota della falda è al disotto del piano di imposta del sottopasso per cui non necessitano le verifiche di sollevamento per galleggiamento (UPL) di cui al punto 6.2.4.2 delle NTC 2018.

9. OPERE DI VARO

9.1. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA E DATI DI INPUT

Il sottopasso, nel rispetto dei tempi di chiusura dell'esercizio e nell'ottica di velocizzare i tempi di cantierizzazione, deve essere realizzato lontano dalla loro sede di progetto ed essere poi, portato in posizione attraverso un sistema di spinta oleodinamico.

Il monolite viene, quindi, 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.

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.

9.2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La platea in c.a. ha dimensioni in pianta di 19.00 m x 3.10 m con spessore di 0.20 m e collegata al muro reggispinta che ha spessore del paramento di 1.00 m.

9.3. 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.

9.3.1. 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.

9.3.2. 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 [-]	$(1 - \sin\theta)$
Coeff. di spinta passiva	$k_{p,1}$	3.00 [-]	$(1 + \sin\theta) / (1 - \sin\theta)$

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'	2 kN/m ²	

FALDA

Quota falda dal p.c.	q_w	8.50 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 reggispinta.

CARATTERISTICHE DELL'OPERA
MONOLITE

Lunghezza totale di spinta del monolite	Lsp	16.00 m	
Lunghezza totale dello scatolare	L	11.43 m	
Larghezza totale dello scatolare	Ltot	2.60 m	
Larghezza utile dello scatolare	Lint	2.00 m	
Altezza totale dello scatolare	Htot	2.70 m	
Altezza libera dello scatolare	Hint	2.00 m	
Spessore soletta superiore	Ss	0.30 m	
Spessore piedritti	Sp	0.30 m	
Numero piedritti	n	2.00 [-]	
Spessore soletta di fondazione	Sf	0.40 m	
Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25.00 kN/m ³	
Peso totale soletta	Ps	222.89 kN	$\gamma_{cls} \times Ss \times Ls \times Ltot$
Peso totale piedritti	Pp	342.90 kN	$\gamma_{cls} \times Sp \times L \times Hint \times n$
Peso totale fondazione	Pf	297.18 kN	$\gamma_{cls} \times Sf \times Lsp \times Ltot$
Peso scatolare finale	Pscat	863 kN	$Ps + Pp + Pf$
Lunghezza max muri avambecco	Lmuri	2.60 m	
Altezza muri avambecco	Hmuri	2.70 m	<i>A fav di sic si considerano alti quanto lo scatolare</i>
Spessore muri avambecco	Smuri	0.30 m	
Numero muri avambecco	n	2.00 [-]	
Peso muri d'ala	Pmuri	59 kN	$\gamma_{cls} \times Smuri \times Lmuri \times Hmuri$
Peso totale monolite	Pmon	921 kN	$Pscat + Pmon$

PLATEA

Lunghezza platea di varo	Lu,pv	19 m	
Larghezza platea di varo	La,pv	3.10 m	
Altezza platea di varo	Hpv	0.20 m	
Peso platea di varo	Ppv	295 kN	$\gamma_{cls} \times Lu,pv \times La,pv \times Hpv$
Altezza cordoli	Hcc	0.20 m	
Larghezza cordoli	Lcc	0.20 m	
Peso cordoli	Pcc	19 kN	$\gamma_{cls} \times Lu,pv \times Lcc \times Hcc$
Peso totale platea di varo	Ppv,tot	314 kN	$Ppv + Pcc$

MURO REGGISPINTA

Altezza totale muro reggispinta	Hms	5.00 m	
Altezza muro reggispinta sopra la platea	Hms2	3.50 m	
Spessore muro reggispinta	Sms	1.00 m	
Lunghezza muro reggispinta	Lms	4.00 m	

9.4. VERIFICA GEOTECNICA

Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando l'approccio 2 combinazione 1: A1+M1+R3.

9.4.1. 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 $P_{mon} \cdot \tan(\varphi)$, valore ottenuto considerando come coefficiente d'attrito $\tan(\varphi)$ del 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}	921 kN	
Coefficiente di attrito in fase 1	$\tan(\Phi)$	1.00 [-]	
Spinta di primo distacco	Sin	921 kN	$P_{mon} \times \phi$

FASE FINALE

Attrito alla base del monolite

Peso totale monolite	P_{mon}	921 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	430 kN	$(P_{mon} + P_{ss}) \times \tan(\Phi)$

Attrito laterale

SPINTA A VUOTO

NO

Pressione asse soletta superiore	P1	13.51 kN/m ²	Da condizione di carico SPTDX/SX monolite
Pressione asse soletta inferiore	P2	68.54 kN/m ²	Da condizione di carico SPTDX/SX monolite
Spinta laterale terreno	Splat	111 kN/m	$(P1+P2) \times H_{tot} / 2$
Coeff. di attrito laterale	$\tan(\Phi')$	0.466 [-]	
Forza di attrito parete dx	Slat,1	826 kN	$S_{plat} \times \tan(\Phi') \times L_{sp}$
Forza di attrito parete sx	Slat,2	826 kN	$S_{plat} \times \tan(\Phi') \times L_{sp}$
Forza di attrito pareti laterali	Fattr	1653 kN	$S_{lat,1} + S_{lat,2}$

FASE INIZIALE / FASE FINALE - Spinta totale di infissione

Spinta complessiva in FASE INIZIALE	S_{T1}	921 kN	Sin
Spinta complessiva in FASE FINALE	S_{T2}	2083 kN	Sfin+Fattr
Coefficiente moltiplicativo dei carichi	γ_f	1.30 [-]	
Spinta di progetto	$S_{T,d}$	2707 kN	$(S_{T1}+S_{T2}) \times \gamma_f$

9.4.2. SPINTA PASSIVA

Il calcolo della spinta passiva opposta dal terreno a tergo del muro reggispinga 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 reggispinga 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 murc	z=0.00	$\sigma'_{v,3}$	0 kN/mq	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$
Tensione verticale intradosso murc	z=5.00	$\sigma'_{v,4}$	100 kN/mq	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (z-qw)] * Kp$
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}	300 kN/mq	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v+q})$
Spinta passiva resistente		$R_{p,max}$	3000 kN	

9.4.3. 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}	921 kN	
Peso platea di varo	P _{pv}	314 kN	
Coefficiente di attrito	tan(Φ)	0.466 [-]	
Contrib. alla resist. platea varo+monolite	R_{mon+pv,in}	576 kN	$(P_{mon} + P_{pv}) \times \tan(\Phi)$

FASE FINALE

Peso platea di varo	P _{pv}	314 kN	
Coefficiente di attrito	tan(Φ)	0.466 [-]	
Contrib. alla resist. platea varo	R_{pv,fin}	146 kN	$(P_{mon} + P_{pv}) \times \tan(\Phi)$

9.4.4. 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}	1198 kN	
Spinta complessiva FASE FINALE	S_{T2}	2707 kN	
Contrib. platea di varo+monolite FASE INIZIALE R_{pv+mon}		576 kN	
Contrib. platea di varo FASE FINALE	R_{pv}	146 kN	
Resist. pass. FASE INIZIALE+FASE FINALE	$R_{p,max}$	3000 kN	
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_{R1}	1.1	
VERIFICA FASE INIZIALE	C.S.	2.99 > 1.1	OK
VERIFICA FASE FINALE	C.S.	1.16 > 1.1	OK

La spinta resistente che può essere mobilitata è maggiore della spinta necessaria all'infissione del manufatto per entrambe le fasi.

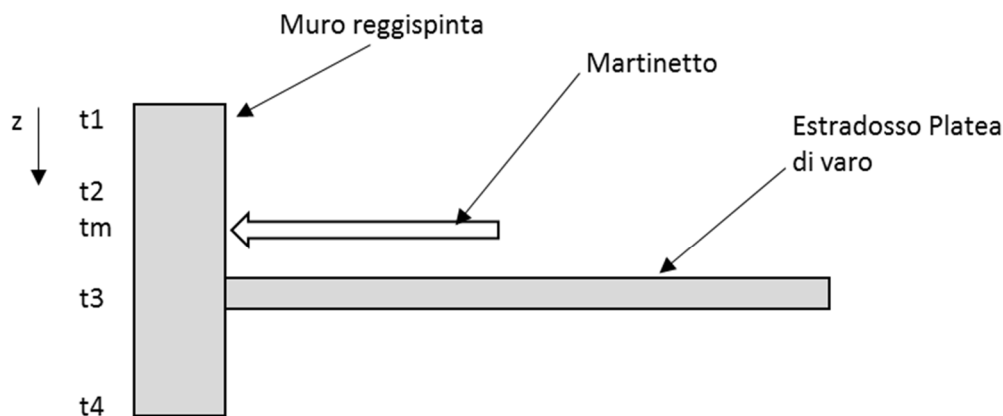
9.5. VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali nei confronti dello SLU sono condotte utilizzando l'approccio 1 combinazione 1: A1+M1+R1.

9.5.1. VERIFICA 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:



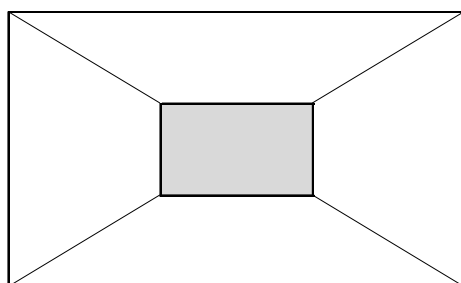
t1= in testa al muro reggispinta
t2= in corrispondenza del martinetto
tm=interasse martinetto
t3= in corrispondenza della platea di v
t4= alla base del muro reggispinta

	$\sigma'v$ [kN/m ²]	$\sigma'p$ [kN/m ²]	z [m]
t1	0	0.0	0.00
t2	62	186.0	3.10
tm	66	198.0	3.30
t3	74	222.0	3.70
t4	100	300.0	5.00

9.5.1.1. 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



h1/2	0.40	h1/2
0.40 + h1		

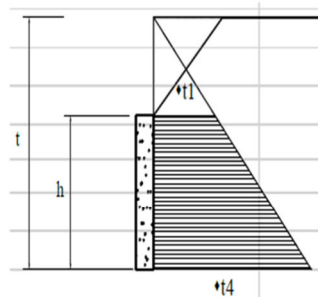
Il calcolo delle armature orizzontali è stato svolto considerando il comportamento del muro reggispinta come una mensola, la cui lunghezza è pari alla distanza tra la fine della fascia di distribuzione del carico sopra descitta e l'estremità laterale del muro stesso.

Si riportano i calcoli effettuati:

Larghezza piastra martinetto	Lm	0.40 m	
Altezza piastra martinetto	Hm	0.40 m	
Interasse martinetti	im	2.00 m	
Fascia di diffusione martinetto	fa	1.40 m	
Sbalzo di calcolo	l	0.30 m	$(L_{ms}/2) - (fa/2)$
Carico distribuito dovuto alla spinta	qp	677 kN/m	$S_{T,d} / L_{ms}$
Coefficiente moltiplicativo dei carichi	γ_{SLU}	1.3 [-]	
Momento ultimo agente sul muro reggispinta	Mslu	30 kNm	$\gamma_{SLU} \times \sigma'_p \times fa \times l^2 / 2$
Taglio ultimo agente sul muro reggispinta	Vslu	203 kN	$\gamma_{SLU} \times \sigma'_p \times fa \times l$
Momento in esercizio sul muro reggispinta	Msle	23 kNm	$\sigma'_p \times fa \times l^2 / 2$

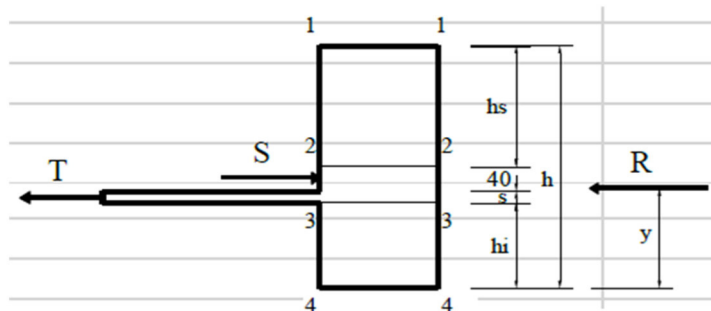
9.5.1.2. SOLLECITAZIONI MURO REGGISPINTA ARMATURE VERTICALI

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:

$$R \cdot y + T (h_i + s/2) - S (h_i + s + 0.40) = 0$$



$$R \cdot y = \left[\frac{1}{2} \cdot \sigma_{t1} \cdot h^2 + \frac{1}{6} \cdot (\sigma_{t4} - \sigma_{t1}) \cdot h^2 \right] \cdot b$$

Spessore soletta	Hpv	0.20 m	
Altezza muro reggispinta	Hms	5.00 m	
Distanza testa muro-filo piastra martinetto	hs	3.10 m	$H_{m2} - s_2$
Distanza base muro-intradosso platea di varo	hi	1.30 m	$H - h_i - s - s_2$

VALORI TENSIONALI

Tensioni verticali in testa al muro	z=0.0	$\sigma'_{v,t1}$	0	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (\xi - qw)] * Kp$
Tensioni in testa al muro		$\sigma_{p,t1}$	0.0 kN/m ²	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v,t1} + q)$
Tensioni verticali alla base del mur	z=5.0	$\sigma'_{v,t4}$	100	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (\xi - qw)] * Kp$
Tensioni alla base del muro		$\sigma_{p,t4}$	300.0 kN/m ²	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v,t4} + q)$
Tensioni verticali sez.2	z=3.1	$\sigma'_{v,t2}$	62	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (\xi - qw)] * Kp$
Tensioni sez.2		$\sigma_{p,t2}$	186.0 kN/m ²	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v,t2} + q)$
Tensioni verticali sez.3	z=3.7	$\sigma'_{v,t3}$	74	$[\gamma d1 \times b1 - \gamma w (\xi - qw)] * Kp$
Tensioni sez.3		$\sigma_{p,t3}$	222.0 kN/m ²	$2 \times c' \times (kp)^{0.5} + Kp \times (\sigma'_{v,t3} + q)$
Coefficiente moltiplicativo dei carichi		γ_q	1.3 [-]	

SEZIONE 2

Momento ultimo di calcolo agente	M_{slu2}	387.28 kNm/m	$1/2 \times \sigma_{t1} \times b_s^2 + 1/6 \times (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \times b_s^2 \times \gamma q$
Taglio ultimo di calcolo agente	V_{slu2}	374.79 kN/m	$\sigma_{t1} \times b_s + 1/2 \times (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \times b_s$
Momento di esercizio agente	M_{sle2}	297.91 kNm/m	$1/2 \times \sigma_{t1} \times b_s^2 + 1/6 \times (\sigma_{t2} - \sigma_{t1}) \times b_s^2$

SEZIONE 3

Momento ultimo di calcolo agente	M_{slu3}	614.78 kNm/m	$1/2 \times \sigma_{t3} \times b_i^2 + 1/3 \times (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \times b_i^2 \times \gamma q$
Taglio ultimo di calcolo agente	V_{slu3}	600.21 kN/m	$\sigma_{t3} \times b_i + 1/2 \times (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \times b_i$
Momento di esercizio agente	M_{sle3}	472.91 kNm/m	$1/2 \times \sigma_{t3} \times b_i^2 + 1/6 \times (\sigma_{t4} - \sigma_{t3}) \times b_i^2$

9.5.1.3. 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:

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO REGGISPINTA
ARMATURA VERTICALE

Armatura principale esterna	F22 /100	3801 mm ²
Armatura principale interna	F22 /100	3801 mm ²
Armatura a taglio	F10 /200	2 braccia
Copriferro armatura sup. compressa	c'	69 mm
Copriferro armatura inf. Tesa	c	69 mm

Sollecitazioni di calcolo

Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione] - SLU	Ned	0 kN
Momento flettente di calcolo [(+)] - SLU	Med	615 kNm
Taglio di calcolo [(+)] - SLU	Ved	600 kN
Momento flettente di calcolo [(+)] - SLE RARA	Med	473 kNm

Tombino Scatolare 2.00 x 2.00 (pk 4+350): Relazione di calcolo

 COMMESSA
NN1X

 LOTTO
 0 0 D 78

 CODIFICA
 CL

 DOCUMENTO
 IN.00.0.0.002

 REV.
 B

 FOGLIO
 90 di 93

SLU - Momento e Taglio resistenti

Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	<S-N>	S	Coeff.Sfrutt.
Momento ultimo resistente	Mrd	1315 kNm	47%
Taglio ultimo resistente senza staffe	Vrd	288 kN	208%
Taglio ultimo resistente	Vrd	644 kN	93%
Momento torcente ultimo resistente	Trd	6 kNm	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Tensione barre superiori [(-)Compresso]	Sigs-sup	-37 Mpa	10%
Tensione barre inferiori [(+)Teso]	Sigs-inf	146 Mpa	41%
Tensione cls superiore [(-)Compresso]	Sigc-sup	-3 Mpa	23%
Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	Sigc-inf	0 Mpa	
Momento di prima fessurazione	Mcr	481 kNm	
Ampiezza di fessura	wk	0.18 mm	89%

 Coeff.Sfrutt.Max **93%**
OK
ARMATURA ORIZZONTALE

Armatura principale esterna	F16 /200	1407 mm ²
Armatura principale interna	F16 /200	1407 mm ²
Armatura a taglio		
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	30 kNm
Taglio di calcolo [(+)] - SLU	Ved	203 kN
Momento flettente di calcolo [(+)] - SLE RARA	Med	23 kNm

SLU - Momento e Taglio resistenti

Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	<S-N>	S	Coeff.Sfrutt.
Momento ultimo resistente	Mrd	516 kNm	6%
Taglio ultimo resistente senza staffe	Vrd	407 kN	50%
Taglio ultimo resistente	Vrd	407 kN	50%
Momento torcente ultimo resistente	Trd	0 kNm	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Tensione barre superiori [(-)Compresso]	Sigs-sup	-2 Mpa	1%
Tensione barre inferiori [(+)Teso]	Sigs-inf	19 Mpa	5%
Tensione cls superiore [(-)Compresso]	Sigc-sup	0 Mpa	2%
Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	Sigc-inf	0 Mpa	
Momento di prima fessurazione	Mcr	619 kNm	
Ampiezza di fessura	wk	0.03 mm	16%

50%
OK

Riepilogo armature muro reggispinta:

Elemento strutturale	Armatura Verticale	Armatura Orizzontale	Armatura a taglio
Sezione Sp.=100cm	Φ 22/10 sup. e inf.	Φ 16/20 sup. e inf.	Φ 10/200/500 (solo armatura verticale)

9.5.2. 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.

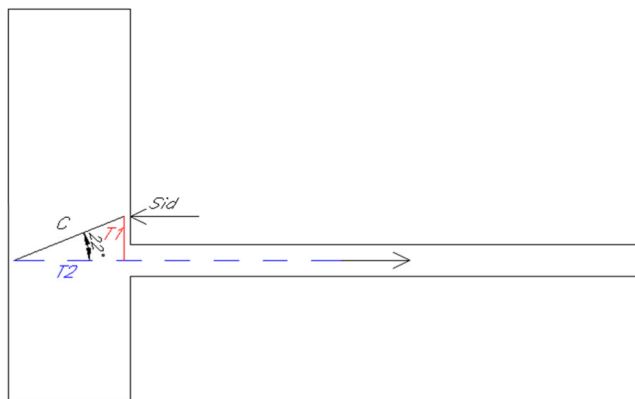
In direzione trasversale si dispone in soletta armatura di ripartizione sia all'estradosso che all'intradosso della soletta pari a circa il 25% dell'armatura longitudinale principale.

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	$S_{Ek,T2}$	297.2 kN/m
Forza di trazione agente nella soletta di varo	$N_{Ek,T2}$	921.5 kN
Coefficiente moltiplicativo dei carichi	γ_{SLU}	1.5 [-]
Sforzo assiale di progetto	$S_{Ed,T2}$	445.9 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}	16 [-]	
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	$A_{s,min}$	1139.4 mm ² /m	
Area totale di armatura longitudinale	$A_{s,eff}$	2010.6 mm ² /m	
Coefficiente di sicurezza	C.S.	1.76 [-]	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}	12 [-]	
Passo barre armatura longitudinale	p_2	400 mm	
Numero strati armature	n	2 [-]	
Numero barre in direzione longitudinale	n_2	5 [-]	
Area minima di armatura resistente necessaria	$A_{s,min}$	502.7 mm ² /m	
Area totale di armatura trasversale	$A_{s,eff}$	565.5 mm ² /m	
Coefficiente di sicurezza	C.S.	1.1 [-]	OK

Riepilogo armature platea di varo:

Elemento strutturale	Armatura Longitudinale	Armatura Trasversale	Armatura a taglio
Sezione Sp.=20cm	Φ16/20 sup. e inf.	Φ 12/40 sup. e inf.	-

9.6. INCIDENZA ARMATURE

CALCOLO INCIDENZA ARMATURE

Incidenza armature:

Larghezza sezione Platea	La,pv	3.10 m
Altezza sezione Platea	Hp,v	0.20 m
Larghezza sezione Muro	Lms	4.00 m
Altezza sezione Muro	Sms	1.00 m
Copriferro	c	0.06 mm
incidenza sovrapp.		20%

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
Muro reggispinta	22	100	0	1000	22	100	0	1000	10	200	500
Platea	16	200	0	1000	16	200	0	1000	0	1000	1000
Ripartiz. muro reggispinta	16	200	x	2 strati							
Ripartiz. platea	12	400	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m3]	Peso [kg]	incid [kg/m3]	Inc%					
Muro reggispinta	3.77	1.08	4.0	302	75	67%					
Platea	2.98	0.28	0.6	57	91	13%					
Ripartiz. muro reggispinta			4.0	76	19	17%					
Ripartiz. platea			0.6	17	27	4%					
TOTALE			4.6	451	98	100%					