

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA CALTANISSETTA XIRBI - NUOVA ENNA (LOTTO 4A)

INTERFERENZE IDRAULICHE: VIABILITA'

NI07 - Tombino scatolare su NV90 4X3 (pk 4+170)

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

RS3U 40 D 29 CL NI0700 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	F. Savotta	Gen-2020	A. Barreca	Gen-2020	F. Arduini
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Apr-2020	F. Savotta	Apr-2020	A. Barreca	Apr-2020	0

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	4
3. PROGETTO NUOVO TOMBINO.....	5
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	6
3.3. GEOMETRIA.....	6
3.4. MATERIALI.....	7
3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	8
3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	9
3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA.....	10
3.8. ANALISI DEI CARICHI.....	12
4. COMBINAZIONI DI CARICO.....	20
5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	26
5.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	26
5.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	30
6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	33
6.1. ARMATURE DI RIPARTIZIONE.....	39
6.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE.....	42
7. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	43
7.1. BASE REACTION.....	43
7.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	46
7.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	56
8.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE.....	64
8.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	74
8.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO.....	81
8.7. SOLLEVAMENTO PER GALLEGGIAMENTO UPL.....	82

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un sottopasso stradale lungo la linea ferroviaria “Messina-Catania-Palermo”, facente parte del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Caltanissetta Xirbi-Enna (Lotto 4a) ubicato alla progressiva 0+176 della viabilità NV90.

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, una trasversale dello scatolare tipo e uno stralcio planimetrico, volte ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento.

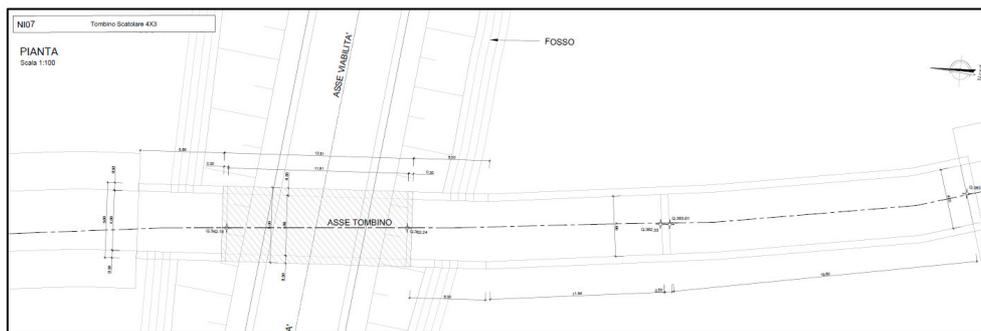


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare

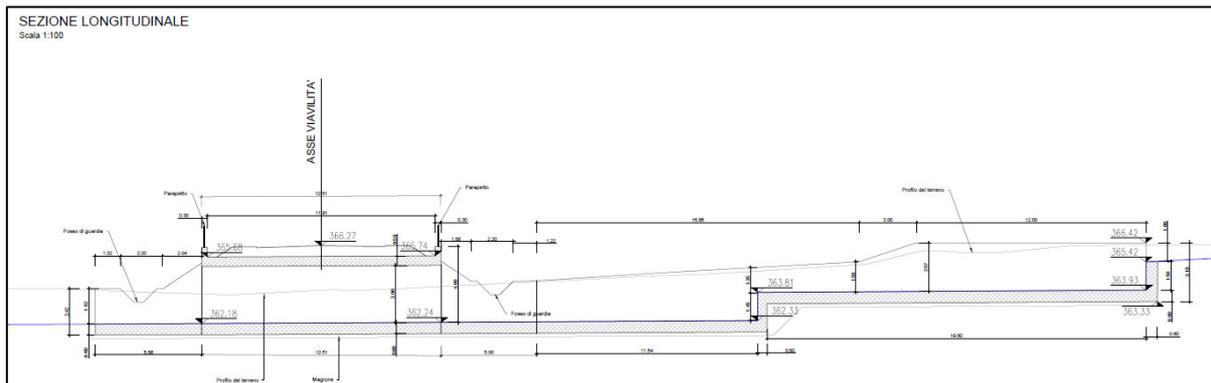


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare

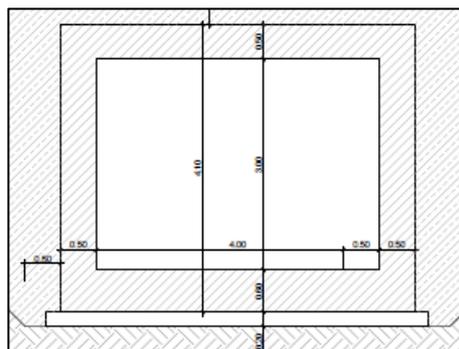


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino sottopassa la strada adiacente alla linea ferroviaria ad una distanza fra piano rotabile ed estradosso soletta pari ad H_{ric} . Esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti e soletta superiore di spessore $S_p = S_s = L_{int}/10 + 10\text{cm}$, soletta inferiore di spessore $S_f = S_s + 10\text{cm}$. Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Fig. 2] di cui al paragrafo precedente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia (unità di misura metri):

Larghezza utile	L_{int}
Altezza libera	H_{int}
Spessore piedritti	S_p
Spessore soletta	S_s
Spessore fondazione	S_f
Altezza pacchetto stradale	H_s
Rinterro (superiore)	H_r
Ricoprimento	H_{ric}
Larghezza totale	L_{tot}
Altezza totale	H_{tot}

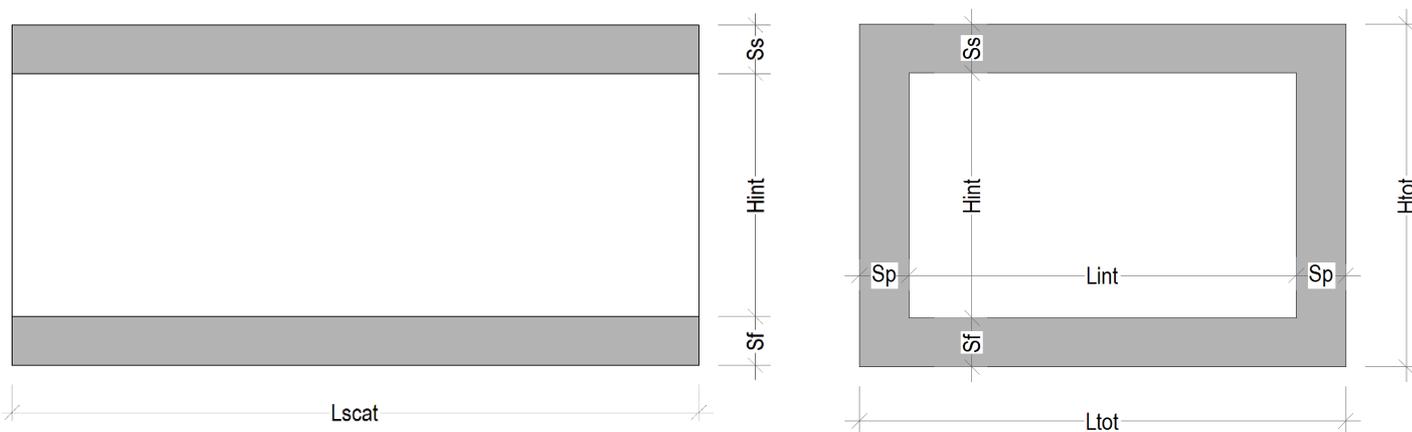


Figura 2. Simbologia adottata

3. PROGETTO NUOVO TOMBINO

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

3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 21 Gennaio 2019, 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
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili
- EC08 Eurocodice 8.
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

.3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

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

Unità di misura derivate da 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	(°)

.3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	4.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	3.00 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.50 m	(consigliato: Sp = Ss)
Spessore soletta	Ss	0.50 m	(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)
Spessore fondazione	Sf	0.60 m	(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)
Altezza pacchetto stradale	Hs	0.20 m	
Rinterro (superiore)	Hr	0.30 m	
Ricoprimento	Hric	0.50 m	Hs+Hr
Larghezza totale	Ltot	5.00 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	4.10 m	Hint+SPs+SPf

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

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

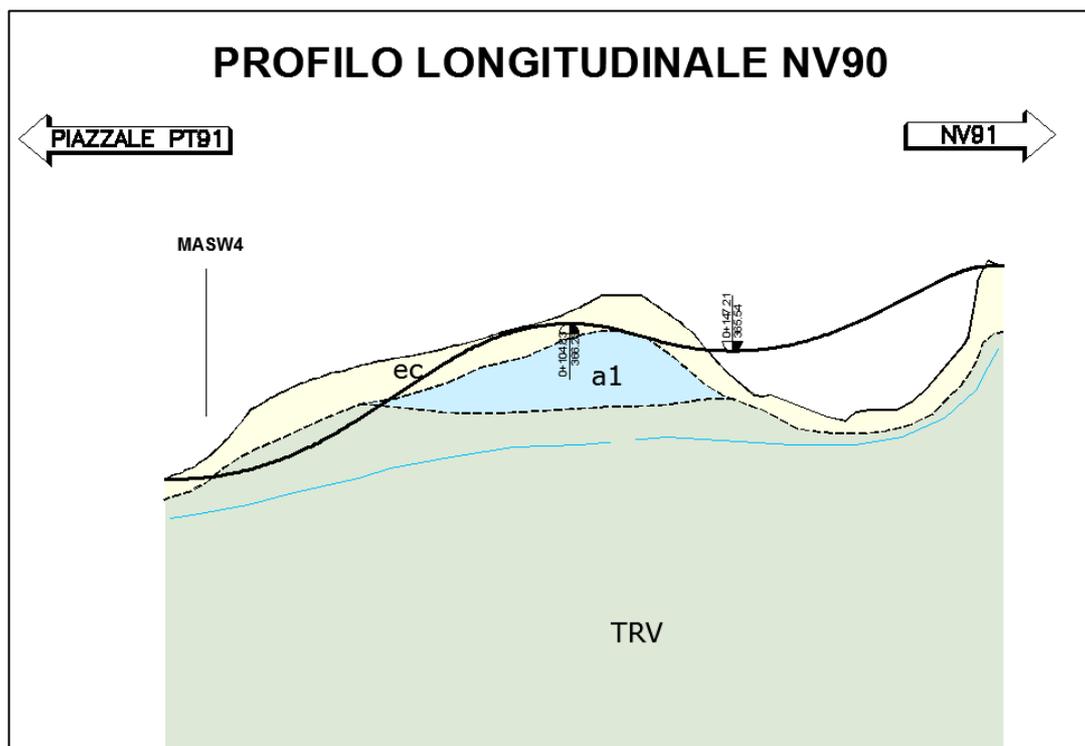
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk}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

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

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

3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

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



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

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

3) TRV

Argille limose e argille marnose

Peso specifico terreno	γ_t	20.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	20.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	15.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	100.0 kN/m ²

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

Peso specifico rinterro	STRADALE	γ_t	19.0 kN/m ³	
angolo di attrito rinterro		ϕ'	35.0 [°]	0.611 [rad]
coesione rinterro		c_u	0.0 kN/m ²	
Peso specifico terreno di rinfianco		γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfianco		ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione terreno di rinfianco		c_u	0.0 kN/m ²	

3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

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	3) TRV
Descrizione unità stratigrafica	Argille limose e argille marnose
Modulo elastico medio terreno	E'_{op} 30000 kN/m ² (il minore tra i valori proposti)
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν 0.3
Lato minore della fondazione	B 5.0 m
Lato maggiore della fondazione	L 13.0 m
Rapporto dei lati	L/B 2.6
Coefficiente adimensionale	ct 1.363
Costante di sottofondo	Kw 4837 kN/m ³

.3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA

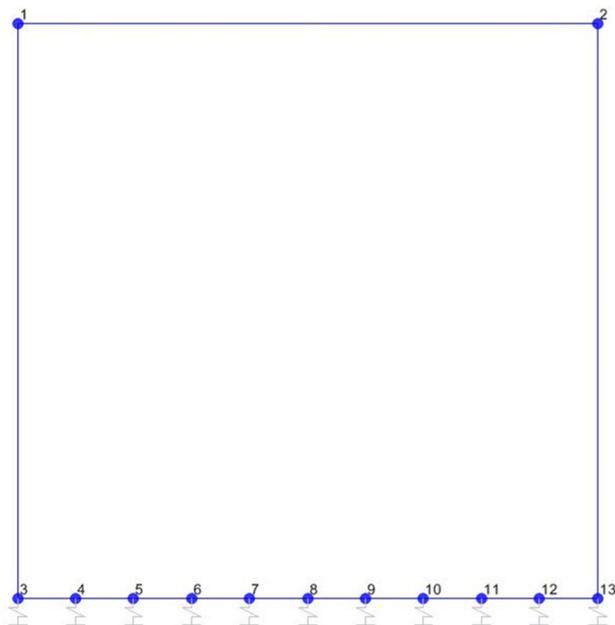
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

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	60 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	50 cm	(Piedritti)
Asta 3	100 cm	50 cm	(soletta superiore)

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

Linterasse	4.50 m
Hinterasse	3.55 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	3.550
2	4.500	3.550
3	0.000	0.000
4	0.450	0.000
5	0.900	0.000
6	1.350	0.000
7	1.800	0.000
8	2.250	0.000
9	2.700	0.000
10	3.150	0.000
11	3.600	0.000
12	4.050	0.000
13	4.500	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

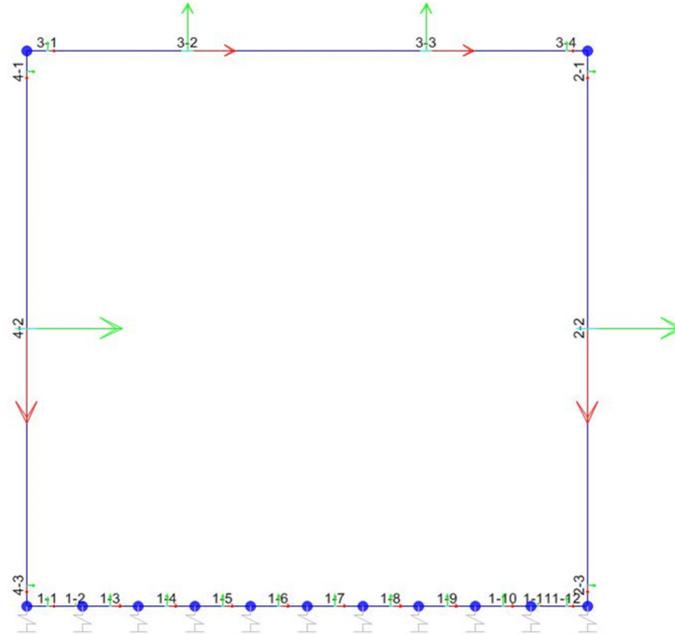


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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		4837 kN/m ³
nodì centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.450 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	2176 kN/m
nodì intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.450 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	3265 kN/m
nodì estremità (3,13)		
Linfl		0.475 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	4595 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_{ds}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	12.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	12.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	15.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Permanenti portati (condizione PERM)

peso specifico pacchetto stradale	γ_s	24 kN/m ³	
altezza pacchetto stradale	H_s	0.20 m	
peso pacchetto stradale	P_s	4.80 kN/m	$\gamma_s H_s$
peso specifico rinterro	γ_r	19.0 kN/m ³	
altezza rinterro	H_r	0.30 m	
peso rinterro	P_r	5.70 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}	11.70 kN/m	$P_s + P_r + P_m$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	2.93 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

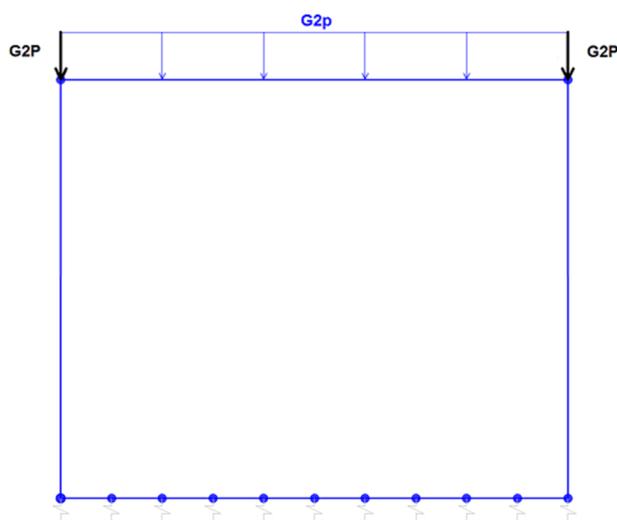


Figura 5. Condizione di carico PERM da SAP2000

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.238	$(1 - \text{sen}\phi) / (1 + \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.384	$(1 - \text{sen}\phi)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4.204	$(1 + \text{sen}\phi) / (1 - \text{sen}\phi)$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	4.50 kN/m ²	$k_o \times (G2p)$
Pressione asse soletta superiore	P2	6.32 kN/m ²	$k_o \times (G2p + gr \times Ss / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	32.25 kN/m ²	$k_o \times [G2p + gr \times (Ss + Hint + Sf / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	34.44 kN/m ²	$k_o \times (G2p + gr \times Htot)$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	1.35 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times Ss / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	10.00 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times Sf / 2$

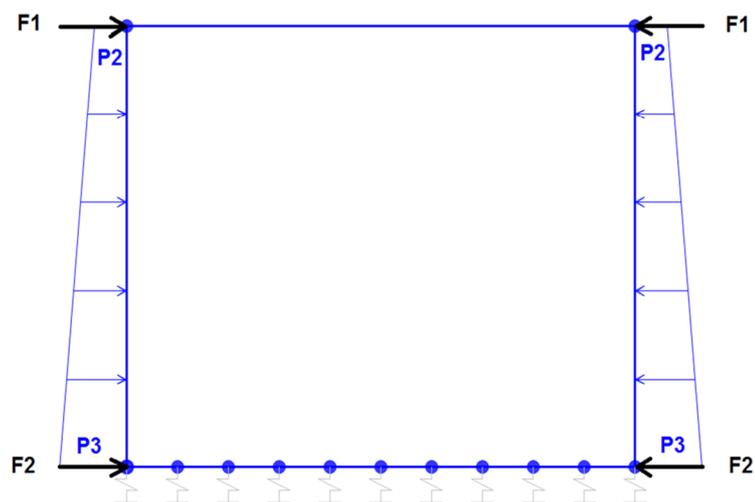


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

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-STR)

Si assume il più gravoso tra i seguenti due schemi di carico:

- carico distribuito uniforme stradale
- schema di carico 1 § 5.1.3.3.3 Cap.5 NTC2018

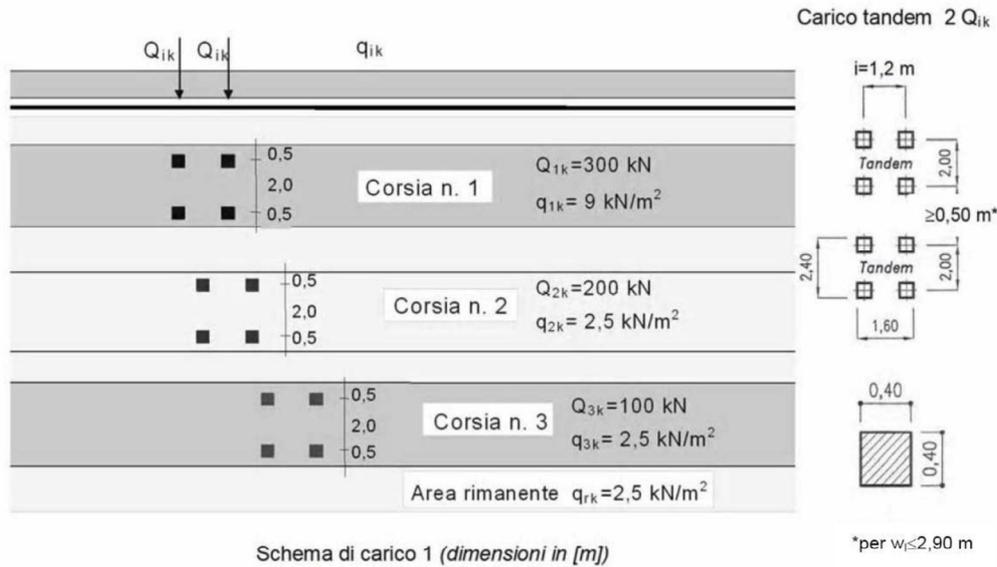


Figura 7 – Schema di Carico 1 del D.M. 17/01/2018

Carico distribuito per traffico stradale	q_{unif}	20 kN/m ²	
Carico distribuito per corsia di carico	q_{1k}	9 kN/m ²	Schema di carico 1 NTC§5.1.3.3.3
Carico concentrato impronta di carico	Q_{1k}	150 kN	Schema di carico 1 NTC§5.1.3.3.3
N° Impronte di carico per asse	N_i	2	
N° Assi	N_a	2	
Dimensione trasversale impronta di carico	B_{ti}	0,40 m	
Dimensione longitudinale impronta di carico	B_{li}	0,40 m	
Interasse trasversale strada impronte carico	i_{ti}	2,00 m	
Interasse longitudinale strada impronte carico	i_{li}	1,20 m	
Larghezza corsia di carico	w_1	3,00 m	

Lo schema di carico 1, che prevede anche la presenza di carichi concentrati, viene ragguagliato allo schema di carico a) mediante una diffusione attraverso il pacchetto stradale e il rinterro fino alla linea d'asse della soletta superiore:

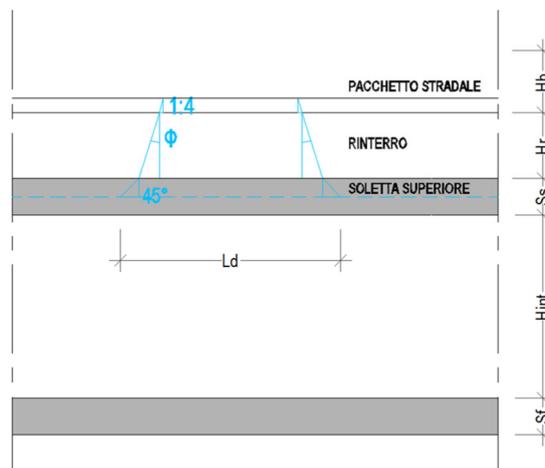


Figura 8. Diffusione dei carichi concentrati dello schema di carico 1

Ripartizione trasversale strada piano rotabile	rtpr	2.40 m	$B_{ti} + i_{ti} * (\bar{N}_i - 1)$
Ripartizione longitudinale strada piano rotabile	rlpr	1.60 m	$B_{li} + i_{li} * (\bar{N}_a - 1)$
Larghezza di diffusione nel pacchetto stradale	Lds	0.10 m	Diffusione 1:4 nel pacchetto stradale
Larghezza di diffusione nel rinterro	Ldr	0.42 m	Diffusione secondo angolo attrito
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.50 m	Diffusione 45° nel cls
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ldt	3.42 m	$rtpr + Lds + Ldr + Ldc$
Larghezza long. di diffusione del carico	Ldl	2.62 m	$rlpr + Lds + Ldr + Ldc$
Carico ripartito verticale schema di carico 1	pscb1	75.96 kN/m²	$[Q1 \cdot k \cdot N_i \cdot N_a / (L_{dl} \cdot L_{dt})] + q1 \cdot k$
Carico distribuito massimo su soletta superiore	PQ1	75.96 kN/m²	$\max(pscb1 ; qunif)$

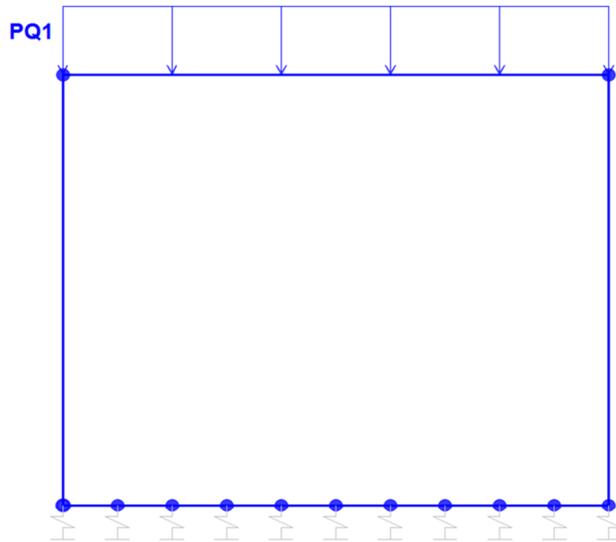


Figura 9. Condizione di carico ACCM da SAP2000

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

Carico distribuito massimo per traffico stradale	SQ1	29.19 kN/m²	$P_q \times K_o$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	7.30 kN/m	$P_q \times S_s / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	8.76 kN/m	$P_q \times S_f / 2$

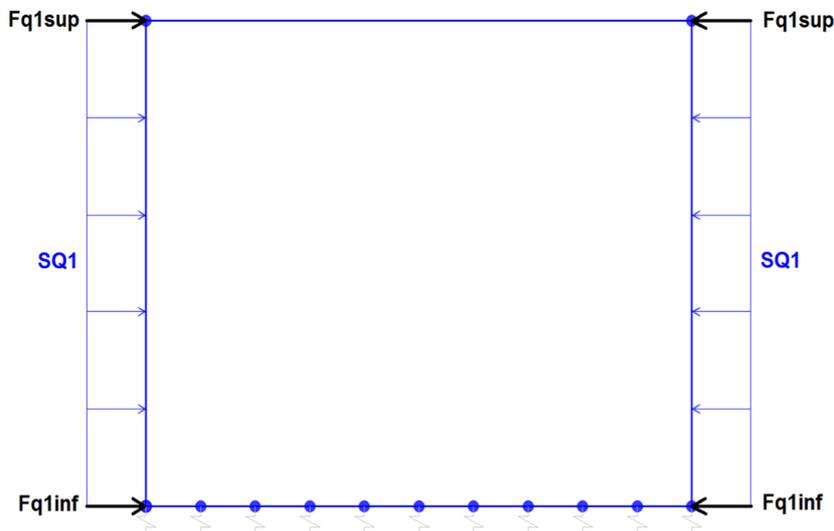


Figura 10. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Frenatura e accelerazione (condizione AVV-STR)

La forza di frenamento, agente nella direzione dell'asse della strada ed al livello della superficie stradale, è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è pari a:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot N_i \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

Lunghezza zona caricata	L	5.00	0.00 $L_{int} + 2 \cdot S_p$
Largh. diffusione sulla soletta superiore	Ldiff	4.50	0.00 $L_{int} + S_p$
Acc. e fren. traffico stradale	Av	373.50 kN	$0,6 \cdot (2 \cdot N_i \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$
Acc. e fren. traffico stradale distribuiti	qAV	-47.16 kN/m	$Av / [L_{diff} + \max(L_{dt}; w_1)]$

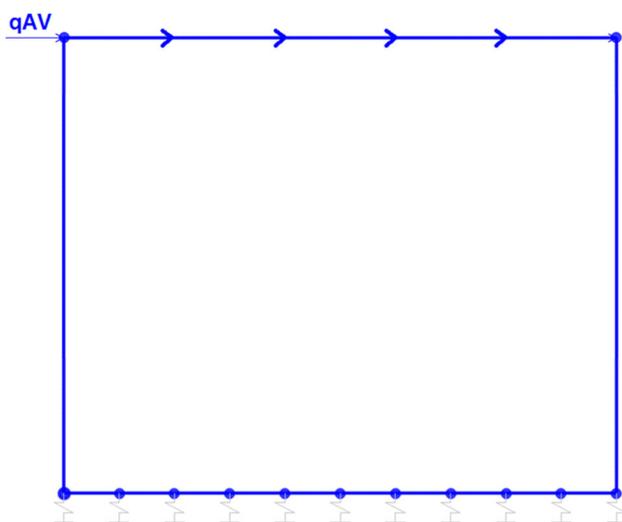


Figura 11. Condizione di carico AVV da SAP2000

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	+10.00 [°/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

Variazione termica uniforme equivalente	ΔT_{ritiro}	-11.80°	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 $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$k_h = a_{\max} / g$

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

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 $V_R = V_N \cdot C_U$.

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:

$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$

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: $k_h = \beta_M \cdot S \cdot a_g / g$ 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 = $C_U \cdot V_N$	V_R	112.5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%
periodo di ritorno del sisma	T_R	1068 anni

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine

37.526561

Longitudine

14.094993

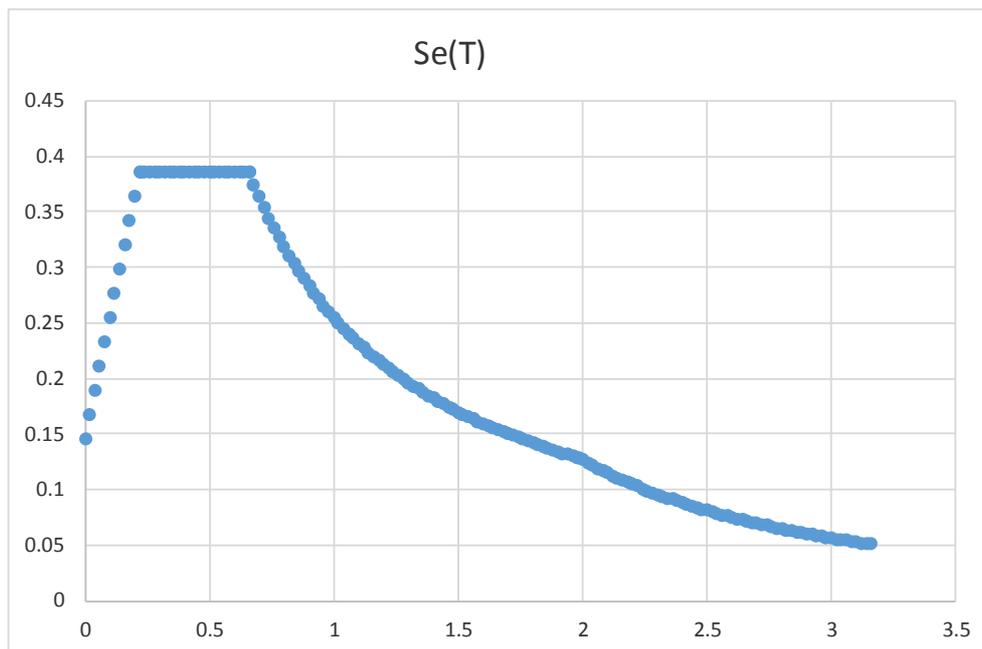
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.097 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	F ₀	2.650 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.501
categoria sottosuolo		C
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	1.50	1.32
B	1.20	1.26		
C	1.50	1.32		
D	1.80	1.77		
E	1.60	1.52		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S _s	1.500
coefficiente di amplificazione	S	1.500
coefficiente categoria sottosuolo	C _C	1.319
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3	T _B	0.220 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c	T _C	0.661 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T _D	1.988 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.146 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

$$a_o = k_h = a_{g, \max} = S \times a_g / g$$

$$a_v = k_v = k_h / 2$$

valore $PGA \times scatolare$

valore $PGA \times scatolare$

$$\beta = 1.000$$

$$a_o = k_h = 0.1455 \text{ g}$$

$$a_v = k_v = 0.0728 \text{ g}$$

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

$$\% = 0\%$$

Forza orizzontale sulla soletta di copertura

$$F''_h = 3.52 \text{ kN/m} \quad (P_{ss} + G_{2p} + \%PQ1) \times k_b$$

Forza orizzontale su singolo piedritto

$$F''_h = 1.82 \text{ kN/m}^2 \quad P_p \times k_b$$

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

$$\% = 0\%$$

Forza verticale sulla soletta di copertura

$$F''_v = 1.76 \text{ kN/m}^2 \quad (P_{ss} + G_{2p} + \%PQ1) \times k_v$$

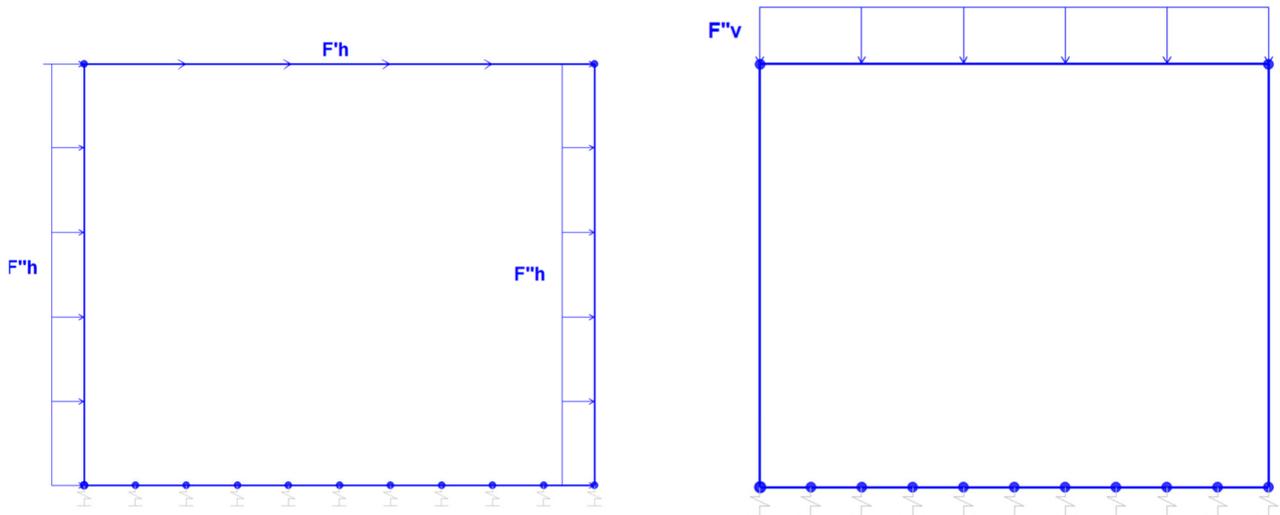


Figura 12. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

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

Forza distribuita su uno solo dei piedritti

$$qW = 13.04 \text{ kN/m}^2 \quad (\%PQ1 + G_{2p} + \gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{g, \max})$$

Forza concentrata nodo superiore piedritto

$$QW_{sup} = 3.26 \text{ kN} \quad qW \times S_s / 2$$

Forza concentrata nodo inferiore piedritto

$$QW_{inf} = 3.91 \text{ kN} \quad qW \times S_f / 2$$

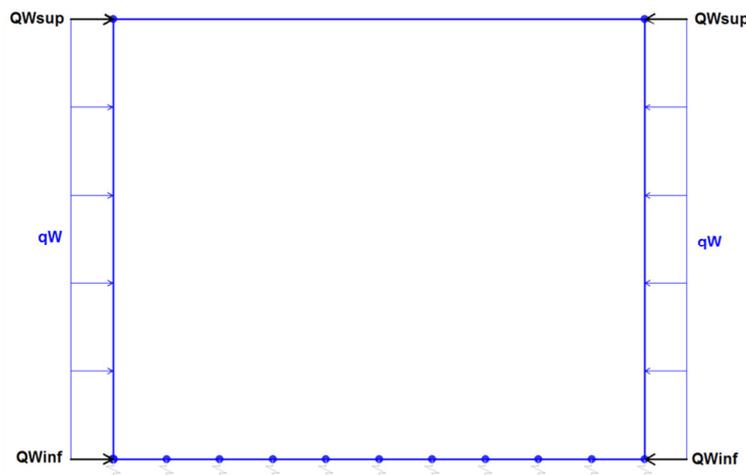


Figura 13. Condizione di carico SPSPDX e SPSSX da SAP2000

4. COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 le azioni di calcolo debbono essere cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni accidentali con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico generiche sono le seguenti:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate in Tabella 5.1.IV:

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

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

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

Per quel che riguarda i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} , γ_{Qi} e γ_{ei} si considerano i valori riportati in Tabella 5.1.V:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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

Per quel che riguarda i valori dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili ψ si considerano i valori raccomandati per i ponti stradali:

Tabella 5.1.VI – Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

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

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 Variabile Stradale	ACCM-
Spinta del carico stradale Sulla parete	SPACCSX
Spinta del carico stradale Sulla parete	SPACCD
Accelerazione e frenatura	AVV-STR
Variazione termica sulla soletta	ENV_TE
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H-
Azione sismica verticale	Sisma V-
Incremento sismico della spinta	SPSDX/S

La 4 condizioni di carico:

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

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

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

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.

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

Combinazione fondamentale

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

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM-STR	1.5	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-STR	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.35	1.35	1.08	1.08	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	1.35	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.08	1.08	1.015
AVV	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0	0	1.35
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	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM-STR	1.5	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-STR	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.35	1.35	1.08	1.08	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	1.35	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.08	1.08	1.015
AVV	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0	0	1.35
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

	sh1	sh2	sh3	sh4	sv1	sv2	sv3	sv4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-STR	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-STR	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV-STR	0	0	0	0	0	0	0	0
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-STR	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
SISMA V-STR	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								
	sh5	sh6	sh7	sh8	sv5	sv6	sv7	sv8
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-STR	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-STR	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV-STR	0	0	0	0	0	0	0	0
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-STR	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
SISMA V-STR	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

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

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

Combinazione rara

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

Combinazioni di carico SLE			
	1sle	2sle	3sle
DEAD	1	1	1
PERM-STR	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8
ACCM-STR	0.75	0.75	0.75
SPACCSX	0.75	0.75	0
SPACCDX	0.75	0.75	0.75
AVV-STR	-0.75	0.75	-0.75
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1

Combinazioni di carico SLE			
	4sle	5sle	6sle
DEAD	1	1	1
PERM-STR	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.48	0.48	0.48
ACCM-STR	0.75	0.75	0.75
SPACCSX	0.75	0.75	0
SPACCDX	0.75	0.75	0.75
AVV-STR	-0.75	0.75	-0.75
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1

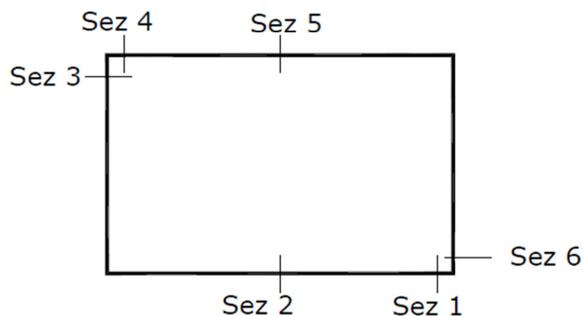
Oltre alle verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale, sono prese in considerazione anche le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) di cui alle NTC2018, relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

5. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

5.1. Involuppo SLU/SLV

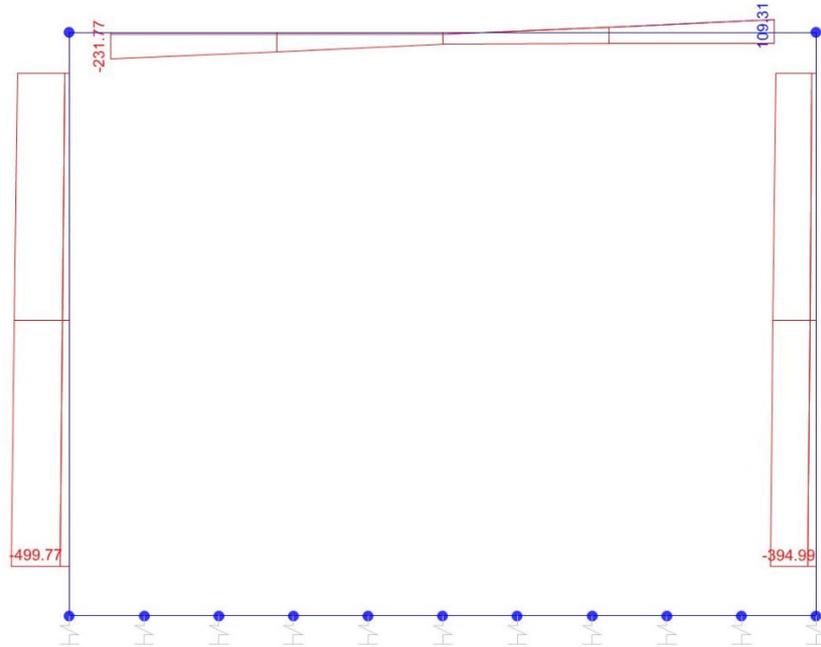
USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	277.2	189.3
1	0.45	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	281.2	133.4
1	0.45	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	223.5	133.4
1	0.90	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	232.6	50.9
1	0.90	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	169.0	50.9
1	1.35	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	178.1	23.2
1	1.35	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	131.7	23.2
1	1.80	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	140.8	-1.7
1	1.80	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	90.6	-1.7
1	2.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	99.7	-20.1
1	2.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	45.5	-20.1
1	2.70	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	54.6	10.9
1	2.70	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	19.8	10.9
1	3.15	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	26.5	86.5
1	3.15	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	4.1	86.5
1	3.60	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	10.9	225.3
1	3.60	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	-26.6	225.3
1	4.05	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	-19.9	365.8
1	4.05	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	-61.3	365.8
1	4.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	0.0	-58.3	424.8
1	0.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	53.3	-339.7
1	0.45	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	56.3	-385.6
1	0.45	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	7.4	-385.6
1	0.90	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	14.2	-412.6
1	0.90	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-87.2	-412.6
1	1.35	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-78.1	-375.4
1	1.35	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-163.2	-375.4
1	1.80	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-154.0	-304.0
1	1.80	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-223.5	-304.0
1	2.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-214.4	-209.3
1	2.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-268.6	-209.3
1	2.70	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-259.5	-214.8
1	2.70	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-298.4	-214.8
1	3.15	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-289.3	-215.2
1	3.15	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-313.1	-215.2
1	3.60	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-304.0	-191.4
1	3.60	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-316.7	-191.4
1	4.05	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-307.6	-126.5
1	4.05	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-297.2	-126.5
1	4.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	0.0	-293.1	-77.4

2	0.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-35.6	127.1	142.8
2	1.75	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-54.4	179.7	32.5
2	3.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-73.1	288.5	34.0
2	0.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-344.4	-93.2	-224.5
2	1.75	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-369.7	-77.0	-120.0
2	3.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-395.0	-54.9	-407.3
3	0.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-14.4	-29.5	33.2
3	1.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-15.5	-5.8	186.4
3	2.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-16.5	27.6	237.4
3	3.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	45.6	164.6	277.2
3	4.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	109.3	301.5	204.2
3	0.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-231.8	-406.3	-390.8
3	1.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-168.1	-269.3	-53.0
3	2.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-104.4	-132.4	6.9
3	3.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-96.4	-0.7	-21.2
3	4.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-96.4	23.5	-167.3
4	0.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-41.5	244.5	435.3
4	1.75	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-60.2	224.1	97.7
4	3.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Max	-79.0	187.2	206.7
4	0.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-449.2	7.6	-27.7
4	1.75	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-474.5	-49.7	-12.5
4	3.25	ENVELOPE SLU/SLV	Combination	Min	-499.8	-158.6	-228.8

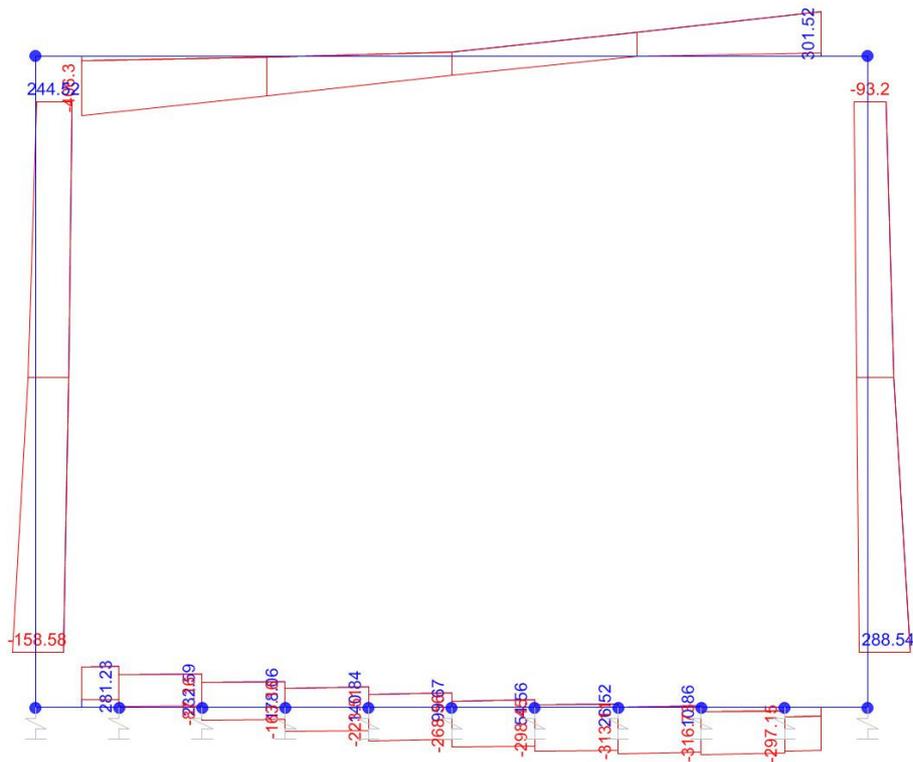


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	316.7	424.8
02	0.0	0.0	412.6
03	-35.6	288.5	435.3
04	0.0	406.3	390.8
05	0.0	0.0	277.2
06	-73.1	288.5	407.3

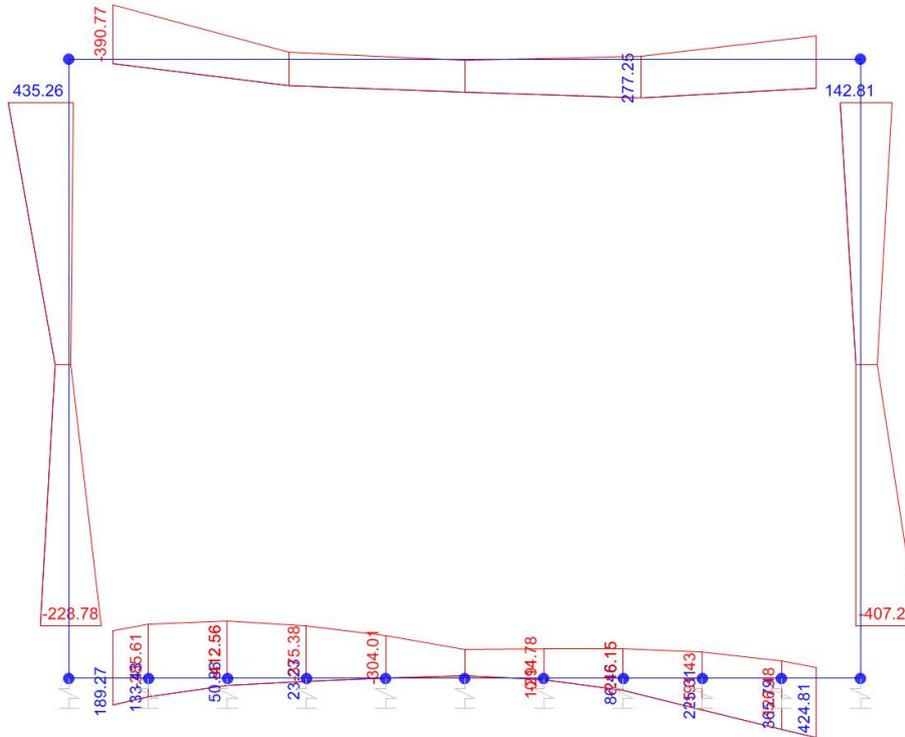
Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



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.

.5.2. Inviluppo 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	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	172.9	210.6
1	0.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	175.9	175.8
1	0.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	166.7	175.8
1	0.9	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	173.5	99.2
1	0.9	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	153.7	99.2
1	1.35	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	160.5	28.5
1	1.35	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	140.2	28.5
1	1.8	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	147.0	-36.1
1	1.8	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	119.8	-36.1
1	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	126.5	-83.5
1	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	92.3	-83.5
1	2.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	99.0	-40.6
1	2.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	57.8	-40.6
1	3.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	64.5	17.6
1	3.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	16.0	17.6
1	3.6	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	22.7	82.7
1	3.6	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-61.2	82.7
1	4.05	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-54.4	155.2
1	4.05	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-149.7	155.2
1	4.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-146.7	189.3
1	0.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	150.6	-116.5
1	0.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	153.6	-146.9
1	0.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	63.3	-146.9
1	0.9	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	70.1	-176.9
1	0.9	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-10.1	-176.9
1	1.35	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-3.4	-173.9
1	1.35	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-50.3	-173.9
1	1.8	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-43.5	-152.8
1	1.8	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-84.0	-152.8
1	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-77.2	-118.8
1	2.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-111.5	-118.8
1	2.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-104.7	-161.8
1	2.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-132.8	-161.8
1	3.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-126.0	-189.3
1	3.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-147.9	-189.3
1	3.6	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-141.1	-198.1
1	3.6	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-164.6	-198.1
1	4.05	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-157.9	-172.0
1	4.05	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-172.0	-172.0
1	4.25	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-169.0	-142.4

NI07 - Tombino Scatolare 4x3 (pk 0+176): Relazione di calcolo scatolare

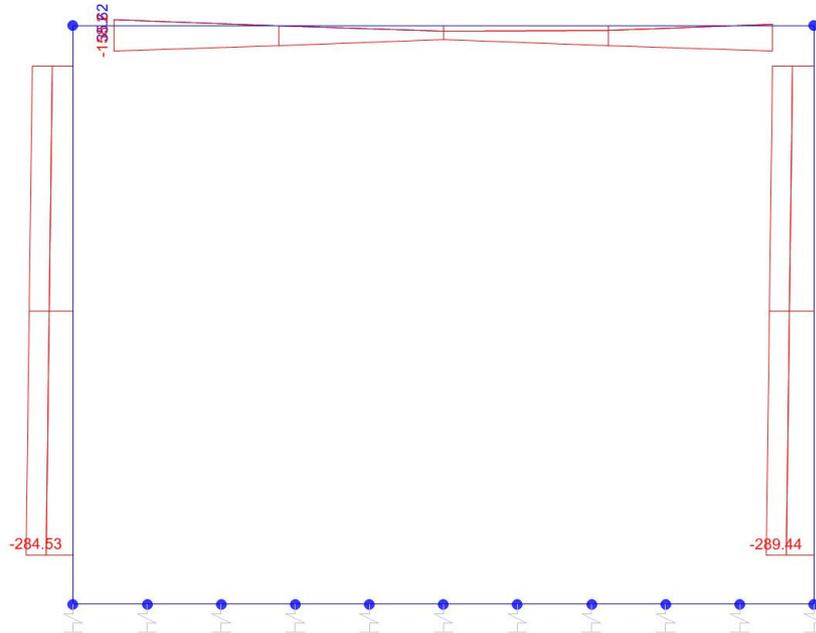
COMMESSA RS3U	LOTTO 4 0 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO NI.07.0.0.001	REV. B	FOGLIO 31 di 82
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-130.3	28.9	43.4
2	1.75	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-149.1	74.9	-18.3
2	3.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-167.8	137.2	90.7
2	0.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-252.0	-153.6	-228.7
2	1.75	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-270.7	-107.8	-46.1
2	3.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-289.4	-57.2	-187.8
3	0.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	35.6	-99.1	88.6
3	1.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	0.3	-17.9	149.7
3	2.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-35.1	63.3	139.5
3	3.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-27.8	144.4	140.9
3	4.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	7.6	225.6	77.5
3	0.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-158.2	-220.7	-199.6
3	1.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-122.8	-139.5	-19.5
3	2.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-87.5	-58.4	79.5
3	3.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-122.8	22.8	-23.1
3	4.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-158.2	104.0	-208.1
4	0.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-125.4	152.9	218.1
4	1.75	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-144.2	99.7	58.8
4	3.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-162.9	30.0	205.0
4	0.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-247.0	-47.6	-54.6
4	1.75	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-265.8	-83.8	15.9
4	3.25	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-284.5	-153.5	-72.7

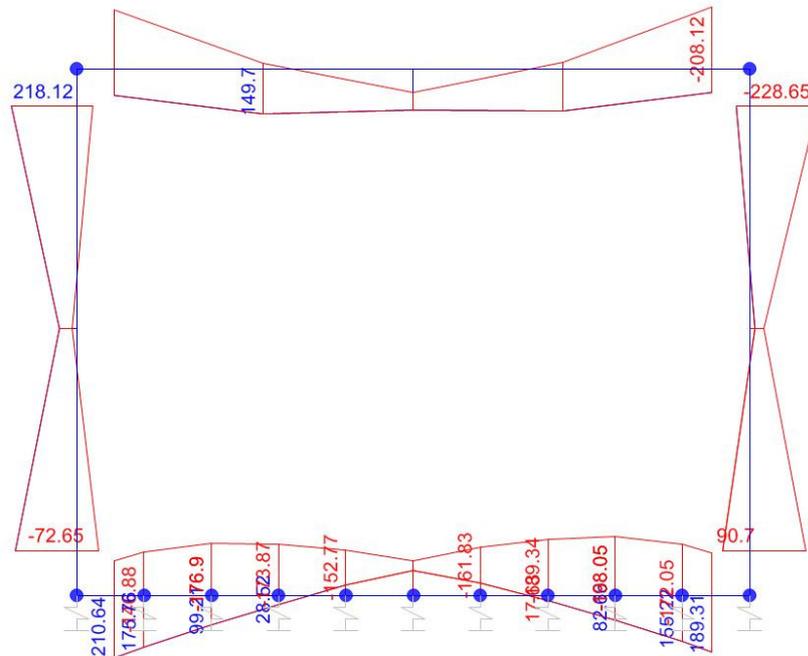


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	175.9	210.6
02	0.0	0.0	198.1
03	-125.4	153.6	228.7
04	0.0	225.6	208.1
05	0.0	0.0	149.7
06	-162.9	153.6	205.0

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

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

.6. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

Oggetto:

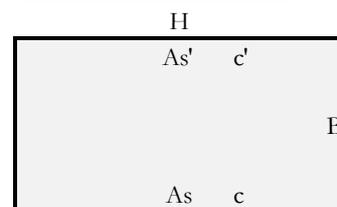
Tombino NI07_0+176_NV90 - LOTTO4

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	424.8 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	316.7 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	210.6 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq,Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
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	64%
Mrd	Momento ultimo resistente	725 kNm	Coeff.Sfrutt.	59%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	286 kN	Coeff.Sfrutt.	111%
Vrd	Taglio ultimo resistente	563 kN		56%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	6 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-33 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	118 Mpa	Coeff.Sfrutt.	33%
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	206 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.13 mm	Coeff.Sfrutt.	64%

Oggetto:

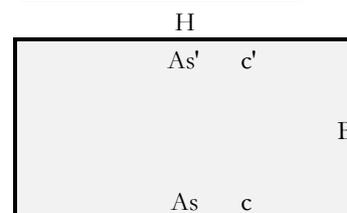
Tombino NI07_0+176_NV90 - LOTTO4

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	600 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	530 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	412.6 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	198.1 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	60%
Mrd	Momento ultimo resistente	725 kNm	Coeff.Sfrutt.	57%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	286 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	563 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	6 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-31 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	111 Mpa	Coeff.Sfrutt.	31%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	206 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	60%

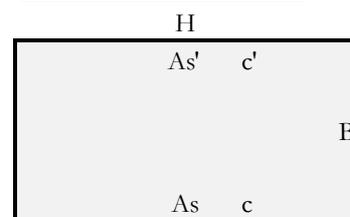
Oggetto:

Tombino NI07_0+176_NV90 - LOTTO4

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-35.6 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	435.3 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	288.5 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	228.7 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-125.4 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	86%
Mrd	Momento ultimo resistente	582 kNm	Coeff.Sfrutt.	75%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	263 kN	Coeff.Sfrutt.	110%
Vrd	Taglio ultimo resistente	457 kN	Coeff.Sfrutt.	63%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-51 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	145 Mpa	Coeff.Sfrutt.	40%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	33%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	158 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.17 mm	Coeff.Sfrutt.	86%

Oggetto:

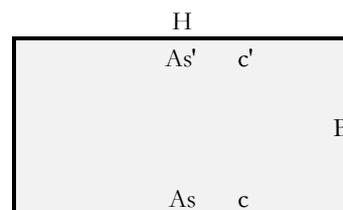
Tombino NI07_0+176_NV90 - LOTTO4

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	390.8 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	406.3 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	208.1 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
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	89%
Mrd	Momento ultimo resistente	576 kNm	Coeff.Sfrutt.	68%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	259 kN	Coeff.Sfrutt.	157%
Vrd	Taglio ultimo resistente	457 kN	Coeff.Sfrutt.	89%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-42 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	146 Mpa	Coeff.Sfrutt.	41%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	29%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	146 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.17 mm	Coeff.Sfrutt.	87%

Oggetto:

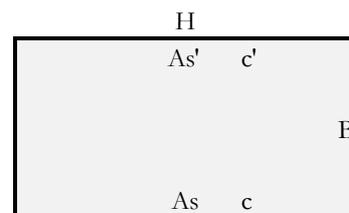
Tombino NI07_0+176_NV90 - LOTTO4

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	277.2 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	149.7 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	53%
Mrd	Momento ultimo resistente	576 kNm	Coeff.Sfrutt.	48%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	259 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	457 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-30 Mpa	Coeff.Sfrutt.	8%
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	146 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	53%

Oggetto:

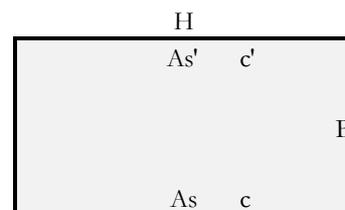
Tombino NI07_0+176_NV90 - LOTTO4

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-73.1 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	407.3 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	288.5 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	205.0 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-162.9 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	69%
Mrd	Momento ultimo resistente	589 kNm	Coeff.Sfrutt.	69%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	268 kN	Coeff.Sfrutt.	108%
Vrd	Taglio ultimo resistente	457 kN	Coeff.Sfrutt.	63%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-47 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	124 Mpa	Coeff.Sfrutt.	34%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	30%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	161 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.14 mm	Coeff.Sfrutt.	68%

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	59%	57%	75%	68%	48%	69%
SLU	Ved/Vrd	56%	0%	63%	89%	0%	63%
SLE	(sigse/sigsr)s	9%	9%	14%	12%	8%	13%
SLE	(sigse/sigsr)i	33%	31%	40%	41%	29%	34%
SLE	(sigœ/sigœ)s	21%	20%	33%	29%	21%	30%
SLE	wk/wklim	64%	60%	86%	87%	53%	68%
	MAX	64%	60%	86%	89%	53%	69%
	MAX	89%					

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

.6.1. 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		500 mm
area sezione calcestruzzo	A_{ct}	500000 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	$A_{s,min}$	3218 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; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ 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 trasv	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	360 mm ²	< f _{yk}	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ^*_s	12 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	h _{cr}	500 mm		
altezza totale sezione	h	500 mm		
copriferro (asse barre)	c	50 mm		
altezza utile sezione	d	450 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	60 mm	(= F _s)	

.6.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	50 cm			
con armatura principale esterna		F22 /100		3801 mm ²
con armatura principale interna		F22 /100		3801 mm ²
Soletta superiore di spessore	50 cm			
con armatura principale superiore		F22 /100		3801 mm ²
con armatura principale inferiore		F22 /100		3801 mm ²
Soletta inferiore di spessore	60 cm			
con armatura principale superiore		F22 /100		3801 mm ²
con armatura principale inferiore		F22 /100		3801 mm ²
Le pareti necessitano di armatura a taglio		F12 /150	dir.princ. /500	dir.trasv.
La soletta superiore necessita di armatura a taglio		F12 /150	dir.princ. /500	dir.trasv.
La soletta inferiore necessita di armatura a taglio		F12 /150	dir.princ. /500	dir.trasv.

(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	53% di	7603 mm ²
Soletta superiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	53% di	7603 mm ²
Soletta inferiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	53% di	7603 mm ²

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	4.00 m	Spessore piedritti	Sp	0.50 m
Altezza libera	Hint	3.00 m	Spessore soletta	Ss	0.50 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.60 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	22	100	0	1000	22	100	0	1000	12	150	500
soletta	22	100	0	1000	22	100	0	1000	12	150	500
fondaz.	22	100	0	1000	22	100	0	1000	12	150	500
ripartiz.	16	100	x	2 strati							

Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incd [kg/m ³]	Inc%
piedritto	4.68	0.56	1.5	368	245	33%
soletta	5.58	0.56	2.5	439	176	20%
fondaz.	5.78	0.66	3.0	461	154	21%
ripartiz.			8.5	606	71	27%
TOTALE			8.5	2242	264	100%

7. VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1. 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	836.01	67.88	158.91
SLU01	836.01	67.88	158.91
SLU02	836.01	22.05	78.29
SLU02	836.01	22.05	78.29
SLU03	836.01	22.05	78.29
SLU03	836.01	22.05	78.29
SLU04	836.01	95.82	193.59
SLU04	836.01	95.82	193.59
SLU05	836.01	67.88	158.91
SLU05	836.01	67.88	158.91
SLU06	374.56	45.83	80.63
SLU06	374.56	45.83	80.63
SLU07	836.01	95.82	193.59
SLU07	836.01	95.82	193.59
SLU08	270.95	73.76	115.31
SLU08	270.95	73.76	115.31
SLU09	836.01	73.76	115.31
SLU09	836.01	73.76	115.31
SLU10	836.01	-75.32	-115.31
SLU10	836.01	-75.32	-115.31
SLU11	720.48	6.42	25.76
SLU11	720.48	6.42	25.76
SLU12	720.48	6.42	25.76
SLU12	720.48	6.42	25.76
SLU13	721.50	23.10	84.80
SLU13	721.50	23.10	84.80
SH1	273.32	-82.22	-172.91
SH1	273.32	-82.22	-172.91
SH2	268.57	-82.22	-172.91
SH2	268.57	-82.22	-172.91
SH3	273.32	24.70	14.57
SH3	273.32	24.70	14.57
SH4	268.57	24.70	14.57
SH4	268.57	24.70	14.57
SV1	263.03	-24.67	-51.87
SV1	263.03	-24.67	-51.87
SV2	278.87	-24.67	-51.87
SV2	278.87	-24.67	-51.87

NI07 - Tombino Scatolare 4x3 (pk 0+176): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3U	LOTTO 4 0 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO NI.07.0.0.001	REV. B	FOGLIO 44 di 82
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

SV3	263.03	7.41	4.37
SV3	263.03	7.41	4.37
SV4	278.87	7.41	4.37
SV4	278.87	7.41	4.37
SLU14	836.01	35.96	119.28
SLU14	836.01	35.96	119.28
SLU15	836.01	-9.87	38.65
SLU15	836.01	-9.87	38.65
SLU16	836.01	-9.87	38.65
SLU16	836.01	-9.87	38.65
SLU17	836.01	52.72	140.09
SLU17	836.01	52.72	140.09
SLU18	836.01	24.78	105.41
SLU18	836.01	24.78	105.41
SLU19	374.56	2.73	27.12
SLU19	374.56	2.73	27.12
SLU20	836.01	52.72	140.09
SLU20	836.01	52.72	140.09
SLU21	270.95	30.67	61.80
SLU21	270.95	30.67	61.80
SLU22	836.01	30.67	61.80
SLU22	836.01	30.67	61.80
SLU23	836.01	-107.24	-154.94
SLU23	836.01	-107.24	-154.94
SLU24	720.48	-25.50	-13.87
SLU24	720.48	-25.50	-13.87
SLU25	720.48	-25.50	-13.87
SLU25	720.48	-25.50	-13.87
SLU26	721.50	-8.82	45.17
SLU26	721.50	-8.82	45.17
SH5	273.32	-114.15	-212.54
SH5	273.32	-114.15	-212.54
SH6	268.57	-114.15	-212.54
SH6	268.57	-114.15	-212.54
SH7	273.32	-7.23	-25.06
SH7	273.32	-7.23	-25.06
SH8	268.57	-7.23	-25.06
SH8	268.57	-7.23	-25.06
SV5	263.03	-56.59	-91.51
SV5	263.03	-56.59	-91.51
SV6	278.87	-56.59	-91.51
SV6	278.87	-56.59	-91.51
SV7	263.03	-24.52	-35.26
SV7	263.03	-24.52	-35.26
SV8	278.87	-24.52	-35.26
SV8	278.87	-24.52	-35.26

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

SLU	
N_{max}	836.01 kN/m
N_{min}	270.95 kN/m
H_{max}	107.24 kN/m
M_{max}	154.94 kNm/m
SLV	
N_{max}	278.87 kN/m
N_{min}	263.03 kN/m
H_{max}	114.15 kN/m
M_{max}	212.54 kNm/m

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

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

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

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

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

7.2. Verifiche SLU in condizioni drenate

- SLU-Nmin:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

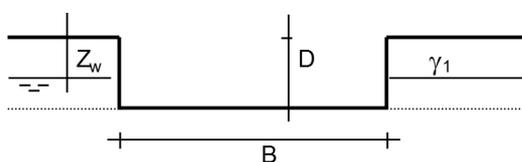
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

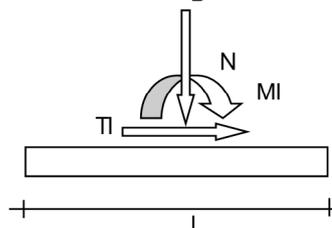
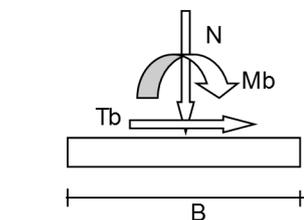
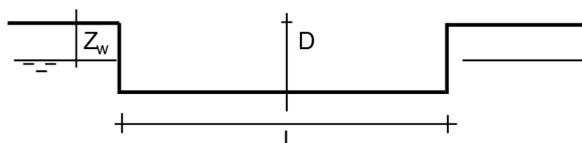
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

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

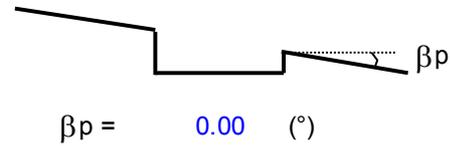
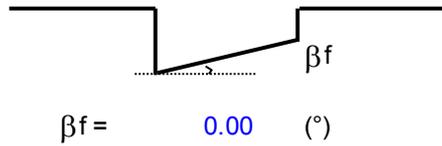


γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 4.40 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	270.95		270.95
Mb [kNm]	154.94		154.94
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	107.24		107.24
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	107.24	0.00	107.24

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 21.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 21.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 3.04$ (m)

$e_B = 0.57$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 3.86$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 70.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 7.07$

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

$N_c = 15.81$

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

$N_\gamma = 6.20$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

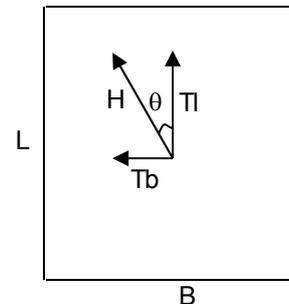
$$i_q = 0.43$$

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

$$i_c = 0.33$$

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

$$i_\gamma = 0.28$$



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

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

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

$$d_q = 1.43$$

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

$$d_c = 1.50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 428.99 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 70.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 186.52 \geq q = 70.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 107.24 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 161.85 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 147.14 \geq H_d = 107.24 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

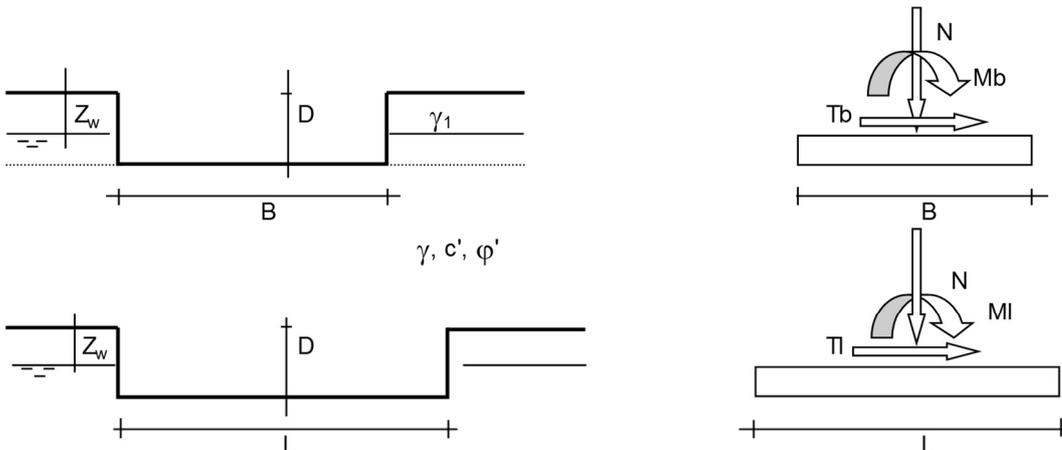
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

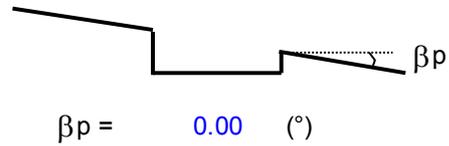
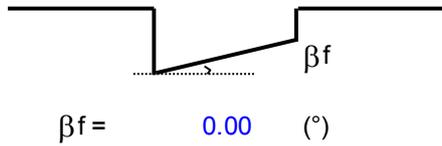
coefficienti parziali

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



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 4.40 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	836.01		836.01
Mb [kNm]	154.94		154.94
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	107.24		107.24
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	107.24	0.00	107.24

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 21.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 21.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 3.04$ (m)

$e_B = 0.19$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 4.63$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 70.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 7.07$

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

$N_c = 15.81$

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

$N_\gamma = 6.20$

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

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_I) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_1 = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_1 \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

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

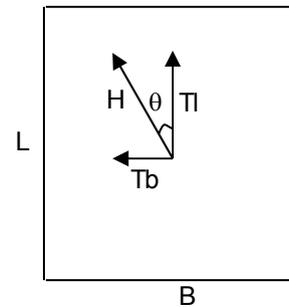
$$i_q = 0.77$$

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

$$i_c = 0.73$$

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

$$i_\gamma = 0.68$$



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

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

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

$$d_q = 1.43$$

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

$$d_c = 1.50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 824.07 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 180.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 358.29 \geq q = 180.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 107.24 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 390.36 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 354.87 \geq H_d = 107.24 \text{ (kN)}$$

7.3. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- SLU-Nmin:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

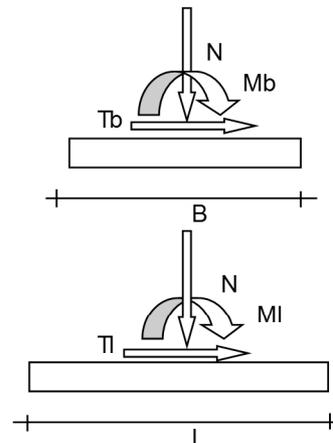
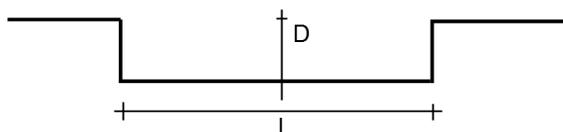
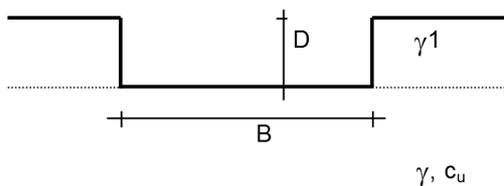
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

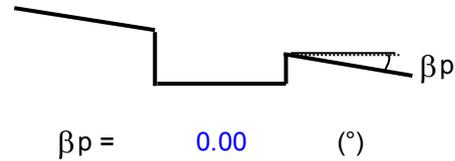
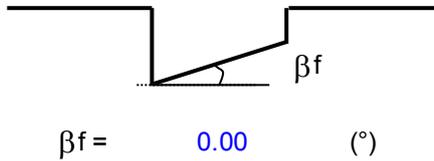
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	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 = 5.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 4.40 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	270.95		270.95
Mb [kNm]	154.94		154.94
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	107.24		107.24
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	107.24	0.00	107.24

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.57$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$B^* = 3.86$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 83.60$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5.14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

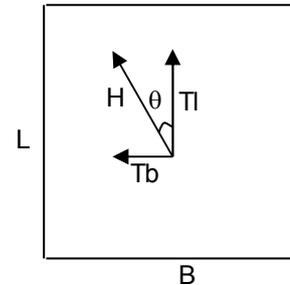
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.89$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 789.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 70.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 343.05 \geq q = 70.26 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 107.24 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 385.63 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 350.57 \geq H_d = 107.24 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

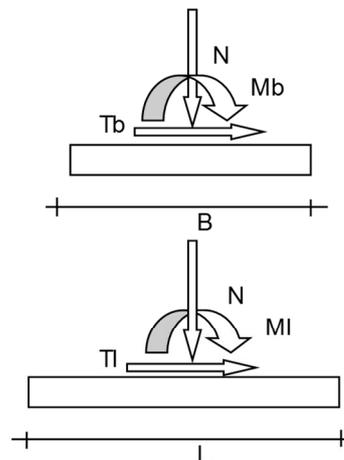
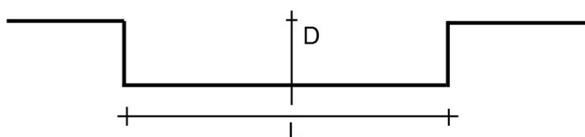
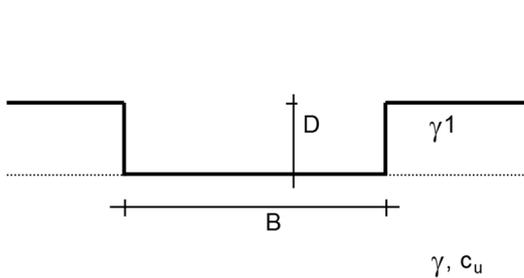
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

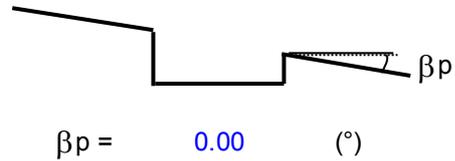
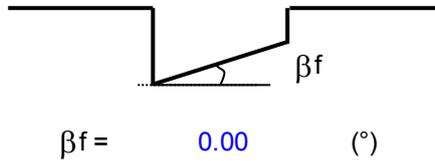
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze			
	permanenti	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	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100\text{ m}$)

B = 5.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 4.40 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	836.01		836.01
Mb [kNm]	154.94		154.94
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	107.24		107.24
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	107.24	0.00	107.24

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00 \text{ (kN/mc)}$
 $\gamma = 20.00 \text{ (kN/mc)}$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00 \text{ (kN/mq)}$
 $e_B = 0.19 \text{ (m)}$
 $e_L = 0.00 \text{ (m)}$

Valore di progetto

$c_u = 100.00 \text{ (kN/mq)}$
 $B^* = 4.63 \text{ (m)}$
 $L^* = 1.00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 83.60 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00 \text{ (kN/mc)}$

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

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

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

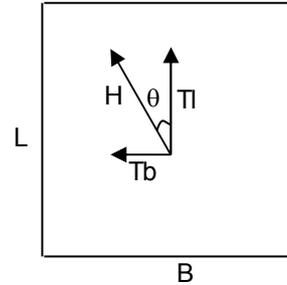
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.91$$



d_c: fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.54$$

b_c: fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c: fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 803.31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 180.59 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 349.27 \geq q = 180.59 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 107.24 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 462.93 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 420.85 \geq H_d = 107.24 \text{ (kN)}$$

.8.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

- SLV-Nmin:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

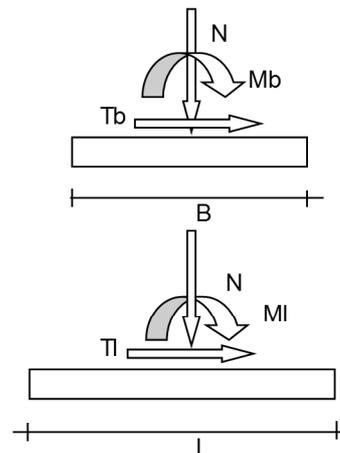
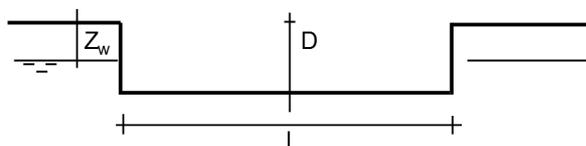
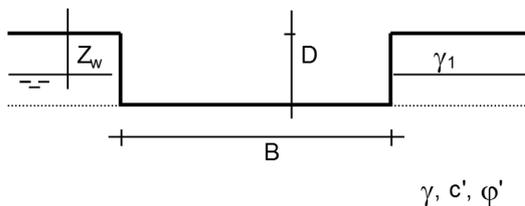
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

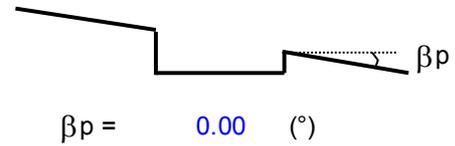
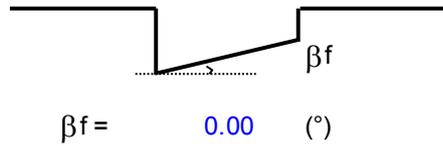
coefficienti parziali

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



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 4.40 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	263.03		263.03
Mb [kNm]	212.54		212.54
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	114.15		114.15
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	114.15	0.00	114.15

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00 \text{ (kN/mc)}$

$\gamma = 20.00 \text{ (kN/mc)}$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 21.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 21.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 3.04 \text{ (m)}$

$e_B = 0.81 \text{ (m)}$

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

$B^* = 3.38 \text{ (m)}$

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

q : sovraccarico alla profondità D

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

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00 \text{ (kN/mc)}$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 7.07$

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

$N_c = 15.81$

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

$N_\gamma = 6.20$

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

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

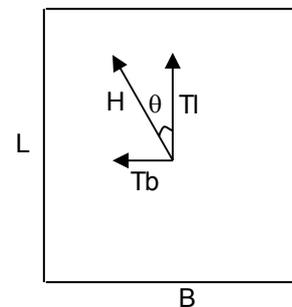
$$i_q = 0.39$$

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

$$i_c = 0.29$$

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

$$i_\gamma = 0.24$$



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

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

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

$$d_q = 1.43$$

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

$$d_c = 1.50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 382.16 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 77.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 166.16 \geq q = 77.73 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 114.15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 151.72 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 137.93 \geq H_d = 114.15 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

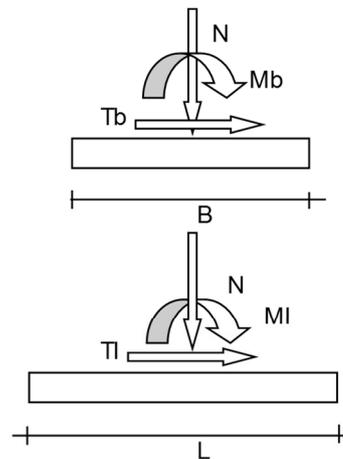
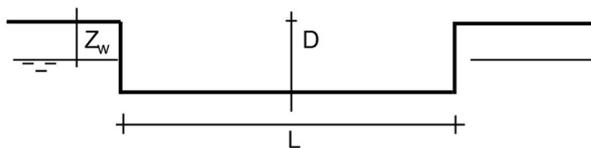
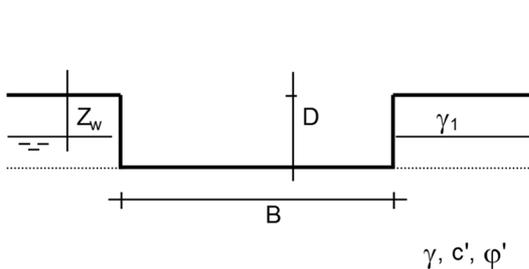
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

coefficienti parziali

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



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 4.40 (m)



$$\beta_f = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	278.87		278.87
Mb [kNm]	212.54		212.54
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	114.15		114.15
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	114.15	0.00	114.15

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 20.00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 21.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 21.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3.04 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.76 \text{ (m)}$$

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

$$B^* = 3.48 \text{ (m)}$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

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

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.00 \text{ (kN/mc)}$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 7.07$$

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

$$N_c = 15.81$$

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

$$N_\gamma = 6.20$$

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

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

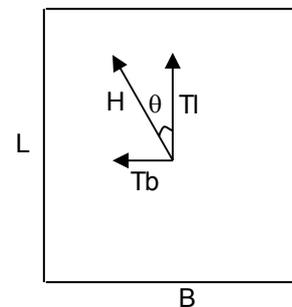
$$i_q = 0.41$$

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

$$i_c = 0.31$$

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

$$i_\gamma = 0.26$$



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

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

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

$$d_q = 1.43$$

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

$$d_c = 1.50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 409.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 80.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 178.03 \geq q = 80.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 114.15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 159.18 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 144.71 \geq H_d = 114.15 \text{ (kN)}$$

.8.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- SLV-Nmin :

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

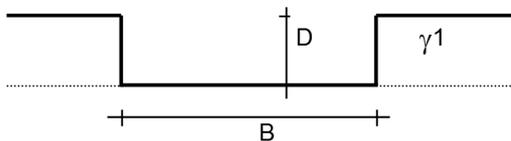
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

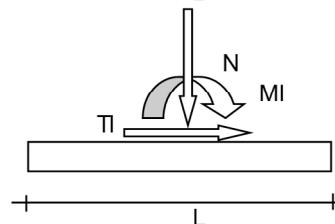
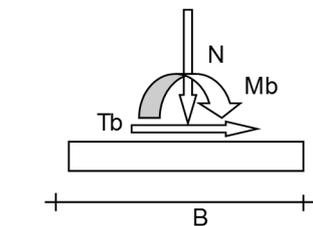
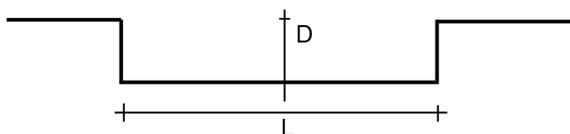
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze		
	permanenti	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

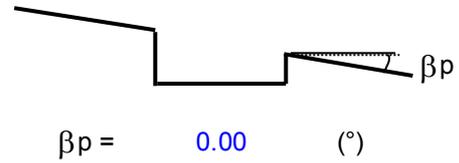
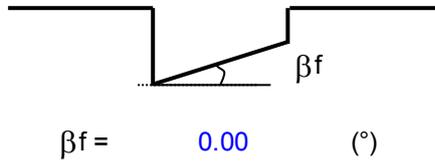


γ, c_u



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 5.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 4.40 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	263.03		263.03
Mb [kNm]	212.54		212.54
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	114.15		114.15
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	114.15	0.00	114.15

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.81$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$B^* = 3.38$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 83.60$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5.14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

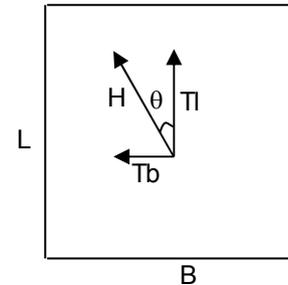
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.87$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 770.78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 77.73 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 335.12 \geq q = 77.73 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 114.15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 338.39 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 307.63 \geq H_d = 114.15 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax :

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

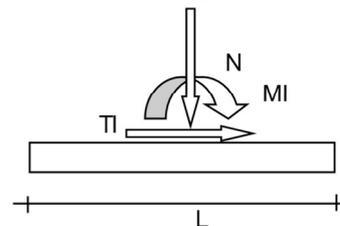
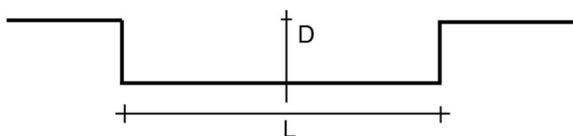
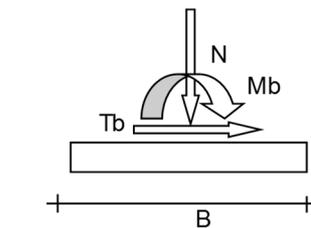
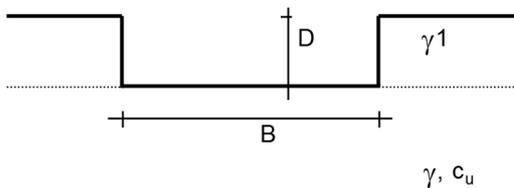
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

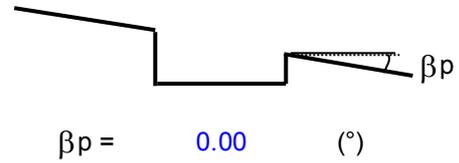
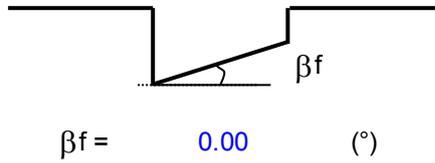
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	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	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.40	1.00
	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 = 5.00 (m)
L = 100.00 (m)
D = 4.40 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	278.87		278.87
Mb [kNm]	212.54		212.54
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	114.15		114.15
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	114.15	0.00	114.15

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.76$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$B^* = 3.48$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 83.60$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5.14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

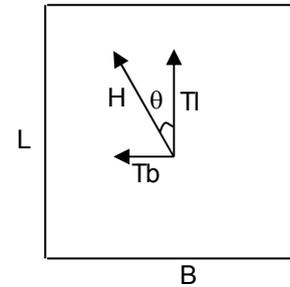
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.87$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.54$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 773.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 80.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 336.32 \geq q = 80.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 114.15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 347.57 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 315.97 \geq H_d = 114.15 \text{ (kN)}$$

.8.6. Tabella verifiche geotecniche GEO

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

Coefficienti di sfruttamento:			
	Q_{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	38%	73%	OK
SLU-CD_Nmax	50%	30%	OK
SLV-CD_Nmin	47%	83%	OK
SLV-CD_Nmax	45%	79%	OK
SLU-CND_Nmin	20%	31%	OK
SLU-CND_Nmax	52%	25%	OK
SLV-CND_Nmin	23%	37%	OK
SLV-CND_Nmax	24%	36%	OK

.8.7. Sollevamento per galleggiamento UPL

La quota della falda si trova a una quota inferiore rispetto a quella del piano di imposta del tombino per cui è necessaria la verifica di sollevamento per galleggiamento (UPL) di cui al punto 6.2.4.2 delle NTC 2018. Se ne riporta di seguito lo svolgimento:

Verifica nei confronti dello stato limite di sollevamento (NTC §6.2.4.2)

Quota piano di posa dell'opera	z	4.40 m	
Quota superficie piezometrica dal p.c.	z _w	3.04 m	
Peso specifico calcestruzzo armato	γ _{cls}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P _p	12.50 kN/m	γ _{cls} × S _p
peso soletta superiore	P _{ss}	12.50 kN/m	γ _{cls} × S _s
peso fondazione	P _{sf}	15.00 kN/m	γ _{cls} × S _f
Coefficiente parziale azioni favorevoli	γ _{G1}	0.9	
Coefficiente parziale azioni sfavorevoli	γ _{G1}	1.1	
Peso totale opera	G _{stb,k}	52.50 kN/m	
Spinta idraulica	V _{inst,k}	13.60 kN/m ²	γ _w × (z _w - z)
Peso totale opera di progetto	G _{stb,d}	47.25 kN/m	G _{stb,k} × γ _{G1}
Spinta idraulica di progetto	V _{inst,d}	14.96 kN/m ²	V _{inst,k} × γ _{G1}
V _{inst,d} / G _{stb,d} - Coefficiente di sfruttamento	C.S.	32%	Verifica Soddisfatta

La verifica risulta soddisfatta.