

**STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"**  
**Adeguamento della piattaforma stradale e messa in  
sicurezza dal km 56+000 al km 64+000**  
**Stralcio 1 da pk 0+000 a pk 1+900**

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **RM 368**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)  
PROGIN S.p.A.  
S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:  
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



IL GEOLOGO:  
Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)  
Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:  
Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)



VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO  
Dott. Ing. Paolo NARDOCCI



PROTOCOLLO

DATA

\_\_\_\_\_ 202\_

**OPERE D'ARTE MINORI - TOMBINI**

Tombino 2x2 pk 1+070 – Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T01TM08STRRE01C

REVISIONE

SCALA:

D	P	R	M	3	6	8	E	2	3
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

CODICE  
ELAB.

T	0	1	T	M	0	8	S	T	R	R	E	0	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

C
---

-

C	Emissione a seguito di validazione e istruttoria ANAS	01/2024	M. Boccardi	P.Valente	L. Infante
B	Emissione a seguito istruttoria ANAS	05/2023	E. Abbasciano	P.Valente	L. Infante
A	Prima emissione	09/2022	E. Abbasciano	P.Valente	L. Infante
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## Sommario

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>1</b>
1.1	Descrizione dell'opera	1
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>3</b>
2.1	Elaborati di riferimento	4
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>5</b>
3.1	Classe di esposizione e copriferri	5
3.2	Calcestruzzo strutture (C32/40)	6
3.3	Calcestruzzo cordoli portabarriera	7
3.4	Acciaio per barre d'armatura (B450C)	7
<b>4</b>	<b>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</b>	<b>8</b>
4.1	Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici	8
4.2	Interazione Terreno-Fondazione	9
<b>5</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</b>	<b>11</b>
<b>6</b>	<b>CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI</b>	<b>15</b>
6.1	VERIFICHE ALLO SLU	15
6.1.1	Pressoflessione	15
6.1.2	Taglio	16
6.2	VERIFICA SLE	17
6.2.1	Verifiche alle tensioni	17
6.2.2	Verifiche a fessurazione	18
<b>7</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>19</b>
<b>8</b>	<b>SOFTWARE DI CALCOLO</b>	<b>24</b>
8.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI	24
8.2	UNITÀ DI MISURA	24
8.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE	24

8.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO .....	25
8.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE .....	25
8.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI.....	25
8.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO.....	25
<b>9</b>	<b>POZZETTO 4M X 4 M.....</b>	<b>26</b>
9.1	GEOMETRIA .....	26
9.2	MODELLO DI CALCOLO .....	29
9.2.1	Valutazione della rigidità delle molle.....	30
9.3	ANALISI DEI CARICHI .....	31
9.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati .....	31
9.3.2	Spinta del terreno sulle pareti.....	32
9.3.3	Sovraccarico laterale .....	33
9.3.4	Azione Termica .....	33
9.3.5	Azione sismica inerziale .....	34
9.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	35
9.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	40
9.5.1	Verifica piedritti.....	40
9.5.2	Verifica soletta di fondazione .....	42
9.6	ARMATURA.....	44
9.6.1	Incidenza armature .....	44
9.7	VERIFICA FONDAZIONE.....	45
9.7.1	Verifica portanza.....	45
<b>10</b>	<b>SCATOLARE 2M X 2M.....</b>	<b>52</b>
10.1	GEOMETRIA .....	52
10.2	MODELLO DI CALCOLO .....	53
10.2.1	Valutazione della rigidità delle molle.....	54
10.3	ANALISI DEI CARICHI .....	55
10.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati .....	55
10.3.2	Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente .....	56

10.3.3	Ripartizione dei carichi mobili verticali.....	56
10.3.4	Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=20$ kN/m .....	58
10.3.5	Frenatura .....	60
10.3.6	Variazione termica .....	60
10.3.7	Ritiro differenziale della soletta di copertura .....	61
10.3.8	Azione sismica inerziale .....	62
10.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	65
10.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	68
10.5.1	Verifica soletta inferiore.....	69
10.5.2	Verifica soletta superiore .....	73
10.5.3	Verifica piedritti.....	77
10.5.4	Tabella riassuntiva armature.....	81
10.5.5	Incidenza armature .....	81
10.6	VERIFICA FONDAZIONE.....	82
10.6.1	Verifica portanza .....	82
<b>11</b>	<b>MURETTO PORTA BARRIERA .....</b>	<b>88</b>

## 1 PREMESSA

Nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento di adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza della STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA" dal km 56+000 al km 64+000, è prevista la realizzazione di una struttura interrata comprensiva di uno scatolare stradale, muro di imbocco e pozzetto.

### 1.1 Descrizione dell'opera

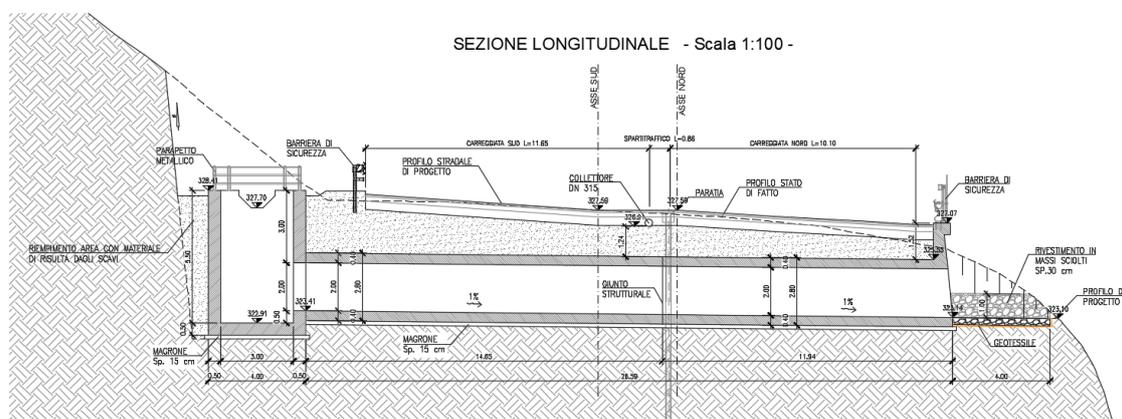
Le strutture oggetto di dimensionamento, sono riepilogate nella seguente tabella:

<b>Opera:</b>	<b>Dimensione in pianta:</b>	<b>Dimensione in elevazione:</b>
Pozzetto	4m x 4m	
Scatolare stradale		2m x 2m

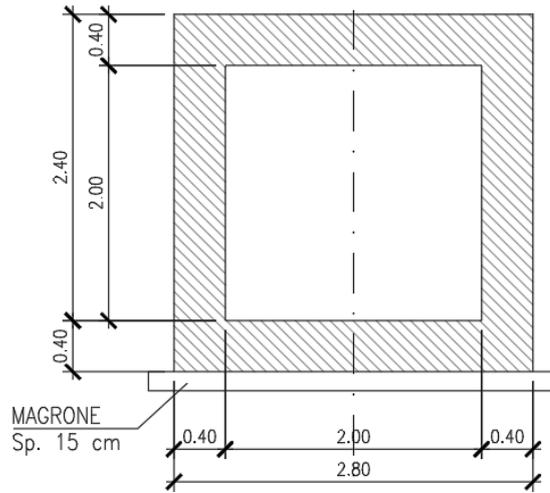
L'opera oggetto della relazione ha l'obiettivo di regimentare le acque meteoriche. Per realizzare il pozzetto, lo scatolare ed i muri di sostegno si realizzano delle opere di tipo provvisorio che servono sia per sostenere gli scavi, sia per non interrompere il flusso veicolare. In particolare le fasi che caratterizzano tale costruzione prevedono:

- Una prima fase in cui si realizzano le paratie provvisorie (lato pozzetto e lato scatolare) per garantire il traffico veicolare spostandolo provvisoriamente a destra e permettendo di realizzare il pozzetto e la parte sinistra dello scatolare
- Una seconda fase in cui si demolisce il tirante della paratia (lato scatolare) e si effettua un pre-scavo con realizzazione del tirante dal lato opposto, in modo da realizzare la parte destra dello scatolare e spostare il flusso veicolare a sinistra.

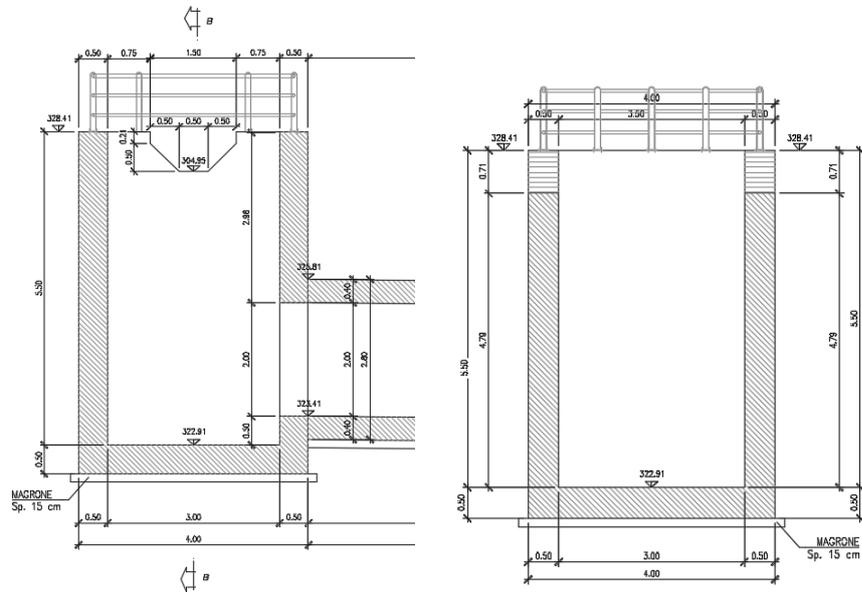
Allo scopo di individuare dei modelli di calcolo rappresentativi delle diverse situazioni presenti in termini di ricoprimento e di luce netta, sono state effettuate alcune valutazioni di calcolo relativamente alla pressione complessiva in asse alla soletta di copertura per effetto del terreno di ricoprimento e dei carichi variabili sul piano stradale opportunamente diffusi, secondo i criteri già esposti nei paragrafi successivi. Nel seguito si riportano alcune immagini rappresentative delle sezioni oggetto di analisi:



**Figura 1- Profilo longitudinale**



**Figura 2- Sezione tombino**



**Figura 3- sezioni pozzetto**

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

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

- D.M. 17 gennaio 2018 - *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*;
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 - *Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018*;
- UNI EN 1992-1-1 - *Progettazione delle strutture di calcestruzzo*;
- UNI EN 206-1-2014 - *Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità*.
- UNI 11104\_2016: *Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*
- Decreto Protezione Civile 21 ottobre 2003: Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.
- OPCM 20 marzo 2003 n. 3274, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- OPCM 3 maggio 2005 n. 3431: Ulteriori modifiche ed integrazioni dell'ordinanza del Presidente del consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003 recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- OPCM 8 luglio 2004 n. 3362: Modalità di attivazione del Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto legge 30 settembre 2003 n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003 n. 326.
- OPCM 28 aprile 2006: Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii..
- Raccomandazioni AGI (1977);
- Modalità Tecniche ANISG (1977).
- Quaderni tecnici ANAS

## 2.1 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l’insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all’opera in esame e riportati in elenco elaborati:

T01TM08STRDI01

T01TM08STRDI02

T01TM08STRCP01

T01TM08STRCA01

T01TM08STRAR02

T01TM08STRAR01

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

#### 3.1 Classe di esposizione e copriferri

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- XC4 – XF1;

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interni di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
<small>Nota: Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.</small>						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e scaricchi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla saliscine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti*</b>						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti. Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo, ed ai sali disgelanti: in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contentori di fanghi e vasche di decantazione. Contentori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

\* Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:  
- moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;  
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.  
\*\* Da parte di acque del terreno e acque fluitanti.

#### Classi di esposizione secondo norma

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104, di cui alla successiva tabella:

UNI 11104:2004

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza <sup>1)</sup>	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)														3,0 <sup>a)</sup>				
Altri requisiti															Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati <sup>b)</sup>
<sup>1)</sup> Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi. <sup>a)</sup> Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione. <sup>b)</sup> Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.																		

*Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104*

I copriferrì di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni della Tabella C4.1.IV della circolare esplicativa alle NTC2018; si è in particolare previsto di adottare i seguenti copriferrì (intesi come distanza tra il lembo più esterno di cls ed estremità del ferro staffe/ripartitori) minimi:

- 40 mm

### 3.2 Calcestruzzo strutture (C32/40)

Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg:		<b>R<sub>ck</sub></b> =	<b>40</b>	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg:	(0,83*R <sub>ck</sub> )	<b>f<sub>ck</sub></b> =	<b>33,2</b>	MPa
Resistenza a compressione cilindrica media:	(f <sub>ck</sub> +8)	<b>f<sub>cm</sub></b> =	<b>41,2</b>	MPa
Valore medio resistenza a trazione assiale:		<b>f<sub>ctm</sub></b> =	<b>3,10</b>	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione assiale:		<b>f<sub>ctk,0,05</sub></b> =	<b>2,17</b>	MPa
Valore medio resistenza a trazione per flessione:		<b>f<sub>ctm</sub></b> =	<b>3,72</b>	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione per flessione		<b>f<sub>ctk,0,05</sub></b> =	<b>2,60</b>	MPa
**Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:		<b>γ<sub>c</sub></b> =	<b>1,5</b>	[-]
Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:	(0,85*f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub> )	<b>f<sub>cd</sub></b> =	<b>18,8</b>	MPa
Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:	(f <sub>ctk,0,05</sub> /γ <sub>s</sub> )	<b>f<sub>ctd</sub></b> =	<b>1,45</b>	MPa
*Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:	(1,2*f <sub>ctd</sub> )	<b>f<sub>ctd</sub></b> =	<b>1,74</b>	MPa
Modulo di elasticità secante:		<b>E<sub>cm</sub></b> =	<b>33643</b>	MPa
Modulo di Poisson:		<b>ν</b> =	<b>0-0,2</b>	[-]
Coefficiente di dilatazione lineare		<b>α</b> =	<b>0,00001</b>	°C <sup>-1</sup>
*Tensione massima ammissibile nella comb. Quasi Permanente	<b>σ<sub>cm, max QP</sub></b> = (0,45 f <sub>ck</sub> ) =	<b>14,94</b>	MPa	
*Tensione massima ammissibile nella comb. Caratteristica -Rara	<b>σ<sub>cm, max R</sub></b> = (0,60 f <sub>ck</sub> ) =	<b>19,92</b>	MPa	

\*\*Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

\*Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

### 3.3 Calcestruzzo cordoli portabARRIERA

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	45	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	37.35	$N/mm^2$
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	45.35	$N/mm^2$
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.35	$N/mm^2$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4.02	$N/mm^2$
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	34625	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.35	$N/mm^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.36	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	21.2	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.56	$N/mm^2$
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	37.4	$N/mm^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.35	$N/mm^2$
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	22.41	$N/mm^2$
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	16.81	$N/mm^2$
Classe di esposizione		XC4-XD3	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		360	$daN/m^3$
Rapporto A/C		$\leq 0.45$	
Massima dimensione aggregato		18	mm

### 3.4 Acciaio per barre d'armatura (B450C)

Tipologia		B450C	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk}$	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_c$	1.15	
Resistenza di progetto a snervamento	$f_{yd}$	391.3	MPa
Modulo elastico longitudinale	$E_{cm}$	210000	MPa
<b>Tensione massima per la verifica agli SLE</b>	$\sigma_{s \max} = (0,80 f_{yK}) =$	360	MPa
Combinazione di Carico Caratteristica (Rara)			

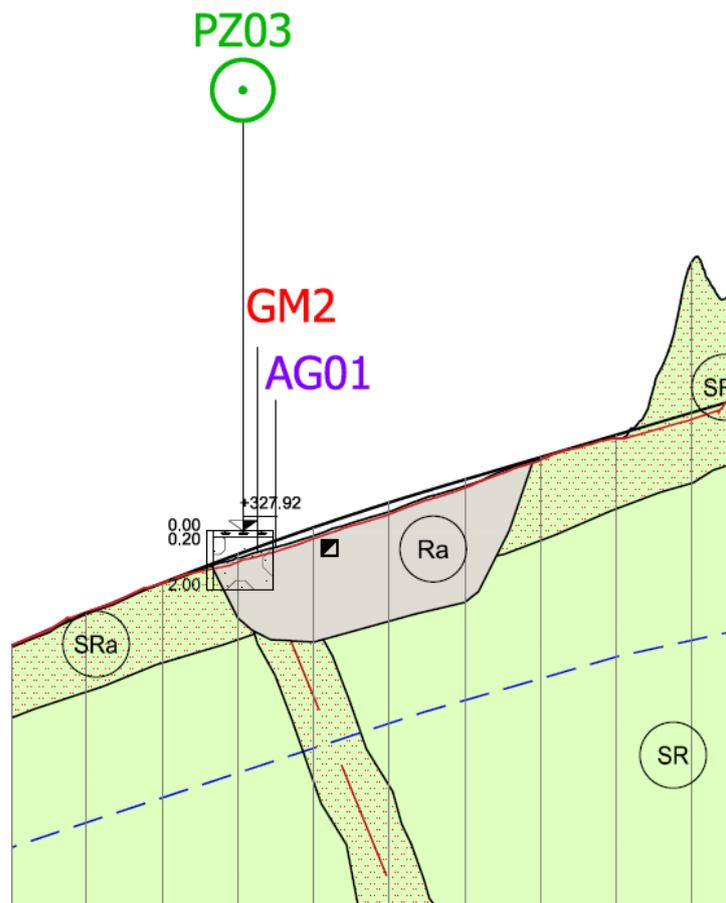
## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si riportano le principali unità geotecniche presenti lungo la linea ed a seguire i parametri geotecnici di progetto secondo quanto riportato nella relazione geotecnica generale alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

### 4.1 Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l’opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e dalla caratterizzazione dei litotipi riportati nella relazione geotecnica generale.

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l’opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e dalla caratterizzazione dei litotipi riportati nella relazione geotecnica generale.



*Figura 4- stratigrafia di progetto*

Come mostrato nella stratigrafia, in relazione all’ubicazione dell’opera e alle quote di approfondimento delle stesse, il terreno di fondazione è unico a tutte le opere oggetto della presente relazione ed è rappresentato dall’unità:

**Unità SRa (calcari marnosi alterati)**

$\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 45 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 900 \text{ MPa}$	modulo di deformazione
$E_{op1} = E_0/5 = 180 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo

I moduli di deformabilità “operativi” da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni ( $E_{op1}$ ), saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale ( $E_0$ ):  $E_{op1} = E_0 / 5$ .

La falda è posta a 7m dal p.c. non interferisce con le opere oggetto della relazione in termini di spinta sui piedritti, viene però tenuta in conto per le verifiche geotecniche. Per il terreno di ricoprimento e per il terreno di rilevato si è assunto:

DATI GEOTECNICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
angolo di attrito	$\phi$	35	°
peso di volume ricoprimento	$\gamma_r$	20	$\text{kN/m}^3$
coefficiente di spinta a riposo	$K_0$	0.43	-
Modulo elastico terreno fondazione	E	800000	kPa
Costante di Winkler	K	152000	$\text{kN/m}^3$
Cond. Geo: tangente $\phi/1.25$	$\tan\phi/1.25$	0.560	-
Cond. Geo: angolo di attrito	$\phi_{Geo}$	29	°
Geo: coeff. di spinta a riposo	$K_{0(Geo)}$	0.511	-

## 4.2 Interazione Terreno-Fondazione

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

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

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

– s = cedimento elastico totale;

- B = lato minore della fondazione;
- $c_t$  = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):
  - $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B)$  rettangolare con  $L / B \leq 10$
  - $c_t = 2 + 0.0089 (L / B)$  rettangolare con  $L / B > 10$
- q = pressione media agente sul terreno;
- $\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico operativo del terreno sottostante (pari ad 1/5 del modulo elastico iniziale)

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

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

Di seguito si riportano, in forma tabellare, i risultati delle valutazioni effettuate per i casi in esame, sulla scorta del valore di progetto di E attribuito allo strato di Fondazione, avendo considerato una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaboranti:

#### Scatolare

Caratteristiche dei terreni			Geometria Fondazione			Costante di sottofondo			
Tipo	$\nu$	E	L	B	L/B	$c_t$	$k_w$	Fondazione Rigida	ct
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]		
Base (P)	0.3	180	25.87	2.80	9.24	2.04	<b>34624</b>	rettangolare con L/B>10	$2 + 0.0089 (L/B)$

#### Pozzetto

Caratteristiche dei terreni			Geometria Fondazione			Costante di sottofondo			
Tipo	$\nu$	E	L	B	L/B	$c_t$	$k_w$	Fondazione Rigida	ct
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]		
Base (P)	0.3	180	4.00	4.00	1.00	0.85	<b>57973</b>	rettangolare con L/B>10	$2 + 0.0089 (L/B)$

## 5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ("Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.") ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.0

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco ag (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ ;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- ag, accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $TC^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come  $F_0$  descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica.

Considerando la lieve variabilità dei parametri sismici lungo il tracciato, le opere in progetto sono state verificate in funzione dei massimi parametri di pericolosità sismica attesi lungo l'intero tracciato.

Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Vita nominale VN	= 50 anni;
Classe d'uso	= IV;
Coefficiente d'uso Cu	= 2.0;
Periodo di riferimento VR	= 100.0 anni;
TR,SLV	= 949 anni;

Per le opere in progetto, in accordo con la tabella 3.2.III delle NTC2018, si assume categoria topografica T2. In accordo con quanto riportato al punto 3.2.3.2 delle NTC2008, ultimo capoverso, in ragione della morfologia dell'area e dell'ubicazione delle opere rispetto ad essa (situate di fatto in corrispondenza della base del versante), non sussistono

condizioni tali da comportare un effetto di amplificazione topografica delle azioni sismiche, per cui il coefficiente topografico (Tab. 3.2.V), viene assunto unitario ( $ST=1.0$ ).

In relazione alle progressive chilometriche, le categorie di sottosuolo e topografiche sono riassunte nel prospetto seguente:

Da pk	A pk	Categoria sottosuolo
0+000	0+501	B
0+501	3+650	A
3+650	3+810	E
3+810	7+130	A
7+130	7+964	B

L'opera seguente è situata alla progressiva **1+070.33** per cui la categoria di sottosuolo è **A**.

Si riporta la sismica locale per l'opera in questione:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE:     LATITUDINE:

REGIONE:     PROVINCIA:     COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta



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

Interpolazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{V,R} = 81\%$
- SLD -  $P_{V,R} = 63\%$

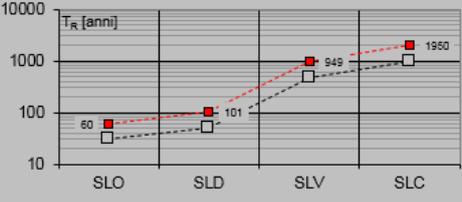
Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{V,R} = 10\%$
- SLC -  $P_{V,R} = 5\%$

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_B = 1.000$   $C_C = 1.000$  info

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

Compon. orizzontale

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

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_s$   Regol. in altezza  info

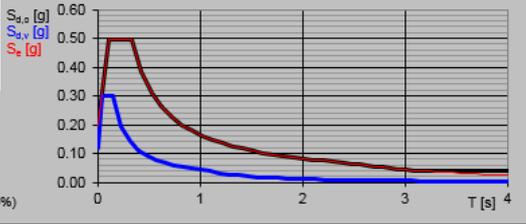
Compon. verticale

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

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



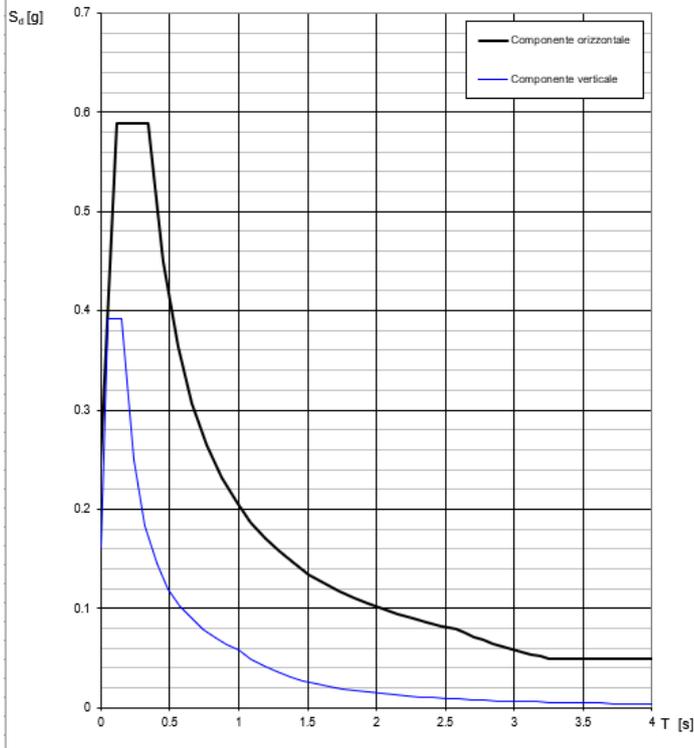
— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.244 g
$F_{o^*}$	2.417
$T_C$	0.345 s
$S_S$	1.000
$C_C$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.000
$\eta$	1.000
$T_B$	0.115 s
$T_C$	0.345 s
$T_D$	2.575 s

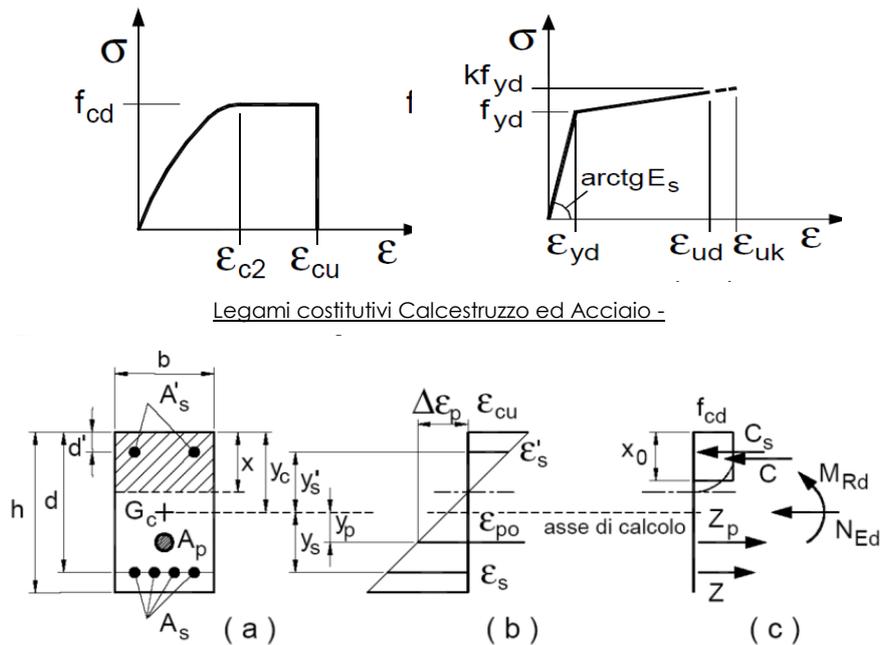
## 6 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 delle NTC.

### 6.1 VERIFICHE ALLO SLU

#### 6.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.3.2 delle NTC, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

### 6.1.2 Taglio

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

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

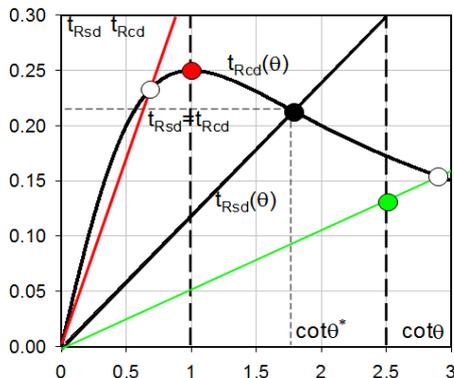
Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$
- $d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

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

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

Essendo:  $1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5$



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

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.3.5.2 delle NTC, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$

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

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

( $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)  
dove:

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

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

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

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

$\omega_{sw}$  : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

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

## 6.2 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

### 6.2.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche “Rara” e “Quasi Permanente”; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo “non reagente” adottando come limiti di riferimento quelli previsti dalle NTC e riepilogati ai par.3.2 (per il cls) e 3.3 (per l'acciaio).

### 6.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti dalle NTC. Nel caso in esame, adottando un'armatura poco sensibile alla corrosione, ed in considerazione delle classi di esposizione, le verifiche sono le seguenti:

Combinazioni	Q.P.	Freq.	Rara
Cond. Ordinarie	w = 0.20 mm	w = 0.30 mm	-

## 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

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

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

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:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 –

Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ai sensi del DM 2018 e s.m.i.

**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 <sup>2</sup>
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

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

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell’analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell’acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> 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. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	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
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento <math>q_s</math></i>	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_s</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

*Tabella 1 – Riepilogo condizioni di carico*

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Stradale Centrato	TRM
Carico Stradale Laterale	TRV
Sovraccarico accidentale sinistra	SAS
Sovraccarico accidentale destra	SAD
Ritiro	RIT
Variazione termica	$\Delta T$
Frenatura	FRE
Azione sismica orizzontale	$E_H$
Azione sismica verticale	$E_V$

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione  $\gamma \cdot \psi$ . Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

Tabella 2 - Combinazioni di carico

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	FRE	E <sub>H</sub>	E <sub>V</sub>
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-							
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50								
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	-	-		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35							
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35							
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35		
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35		
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35		
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	0.30
n° 17 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	-0.30
n° 18 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	0.30
n° 19 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	1.15	-	1.15	-	1.15	-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20		0.20		0.20	1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	-	0.00	-	0.00	-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.75	-	0.75	-	0.75	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-

## 8 SOFTWARE DI CALCOLO

### 8.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.22 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc.1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata. Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

Per le analisi del muro di sostegno è stato utilizzato MAX (Analisi e Calcolo Muri di Sostegno) prodotto e distribuito dalla Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS). Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

### 8.2 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza  $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

### 8.3 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

## 8.4 VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo adottato e' da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

## 8.5 CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti caratteristiche tecniche:

- Tipo Intel i7
- Memoria centrale 8 Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 500 Gb.

## 8.6 GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali. All'interno del pacchetto Sap 2000 sono inoltre presente una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

I risultati delle elaborazioni fatte da MAX sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

## 8.7 PROGRAMMI DI SERVIZIO

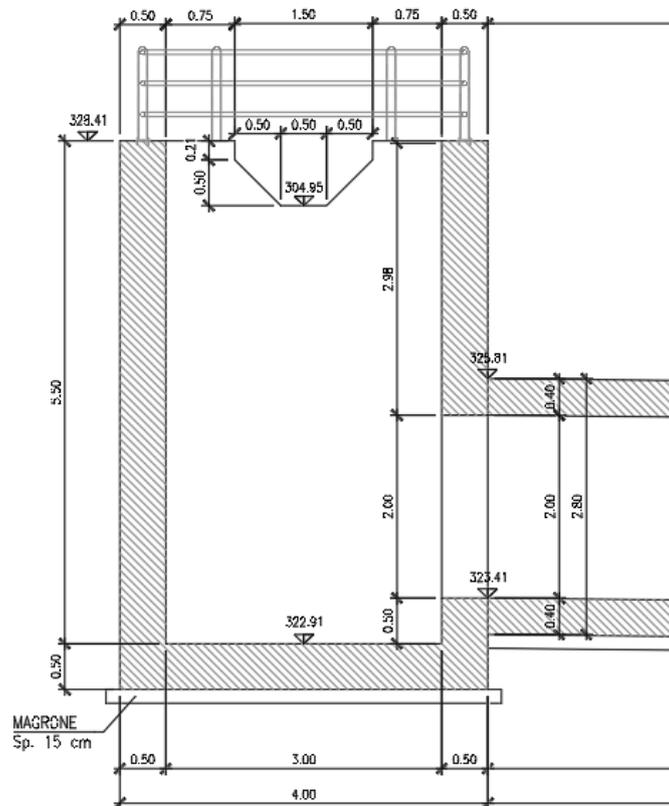
Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: “RC-SEC” – Autore GEOSTRU Software.

## 9 POZZETTO 4M X 4 M

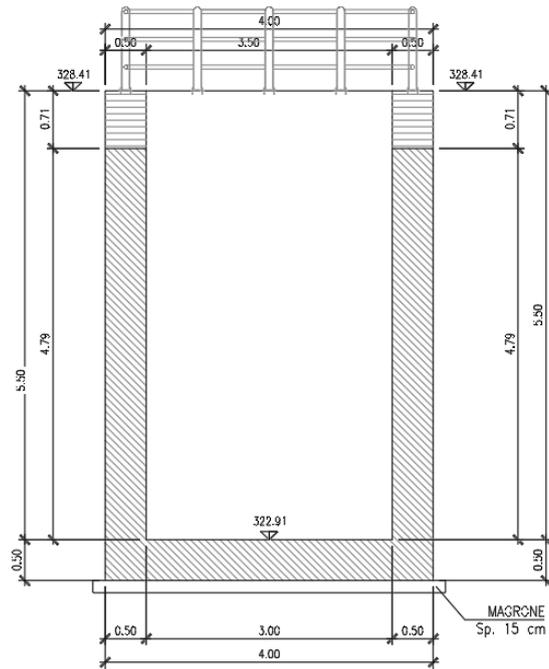
Nel seguito verrà esaminato il modello globale in shell del pozzetto.

### 9.1 GEOMETRIA

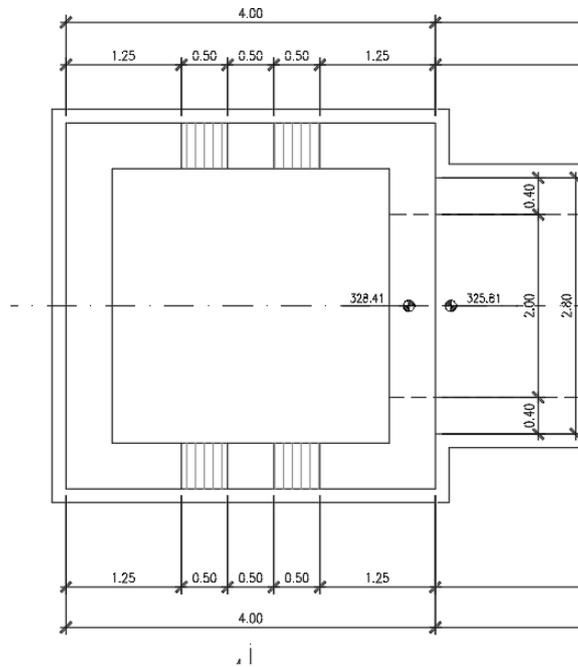
La sezione trasversale di calcolo ha larghezza interna di  $L_{int} = 3.00$  m (lato maggiore) e  $L_{int} = 3.00$  m (lato minore) ed un'altezza netta di  $H_{int} = 5.50$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.50$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.50$  m.



*Figura 5 – sezione longitudinale*



**Figura 6 – sezione Trasversale**



**Figura 7 – pianta**

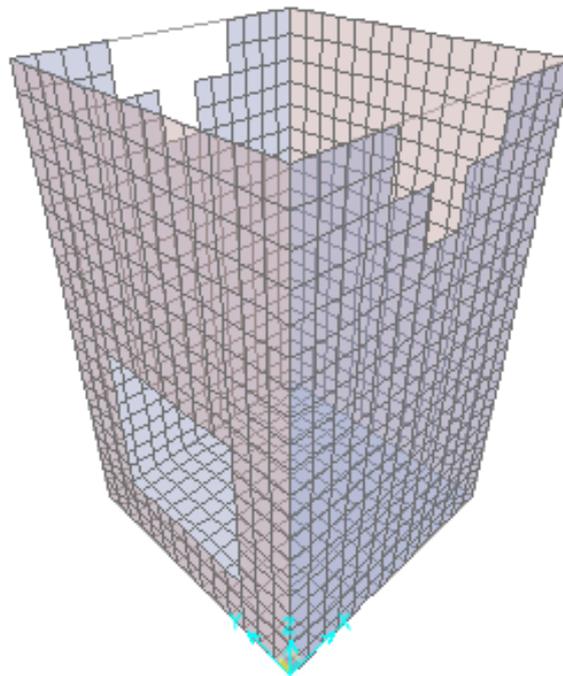
DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale pozzetto (lato min)	$L_{tot}$	4.00	m
larghezza totale pozzetto (lato magg)	$L_{tot}$	4.00	m
larghezza utile pozzetto (lato min)	$L_{int}$	3.00	m
larghezza utile pozzetto (lato magg)	$L_{int}$	3.00	m
spessore piedritti	$S_p$	0.50	m
spessore fondazione	$S_f$	0.50	m
altezza totale pozzetto	$H_{tot}$	6.00	m
altezza libera pozzetto	$H_{int}$	5.50	m

## 9.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale è modellata la struttura è formato da shell elements su letto di molle alla Winkler.

I piedritti e le solette sono modellati con elementi shell-thick soggetti alle azioni da traffico di norma (se presenti) e quelle permanenti.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la formulazione di Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

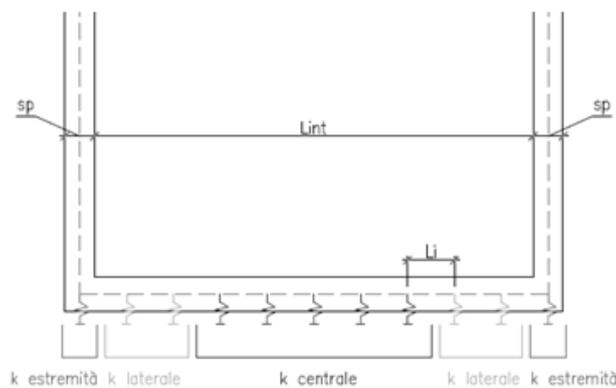


*Figura 8 - Modello shell*

### 9.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera il pozzetto appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando agli shell di fondazione del modello un valore di “spring” pari a  $K= 57973$  kN/mc in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle	$i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/14 = (0.50/2 + 3.00 + 0.50/2)/14 = 3.50/14 = 0.29$ [m]	
Molle centrali	$k_1 = k * i$	[kN/m]
Molle intermedie	$k_2 = 1.5 * k * i$	[kN/m]
Molle laterali	$k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$	[kN/m]



Si è optata come strategia di modellazione quella dove viene assegnata alla piastra una distribuzione di linear spring tale che la rigidità è decrescente dal bordo verso il centro della piastra, compatibile con la deformata della piastra stessa. La rigidità nel modello è comunque applicata mediante una molla lineare su modello piano. Per un interasse delle molle pari al lato del singolo shell, si è calcolata la rigidità delle molle in entrambi le direzioni x e y.

<b>Pozzetto</b>	
<b>L<sub>int</sub></b>	<b>3.00</b>
<b>S<sub>p</sub>/2</b>	<b>0.50</b>
<b>S<sub>p</sub>/2</b>	<b>0.50</b>
<b>i</b>	<b>0.29</b>
<b>K</b>	<b>57973</b>
<b>k<sub>1</sub></b>	<b>16564</b>
<b>k<sub>2</sub></b>	<b>24846</b>
<b>k<sub>3</sub></b>	<b>74537</b>

Nel modello si sono utilizzate le rigidità delle molle minori corrispondenti a quelle calcolate nel lato corto. La scelta di ridurre la rigidità delle molle verso il centro dell’elemento piastra è stata fatta per tenere conto dell’effetto di bordo al fine di simulare la differente risposta del terreno, in termini di rigidità, tra le due zone. La scelta consente di massimizzare i momenti di incastro nel solettone di fondo.

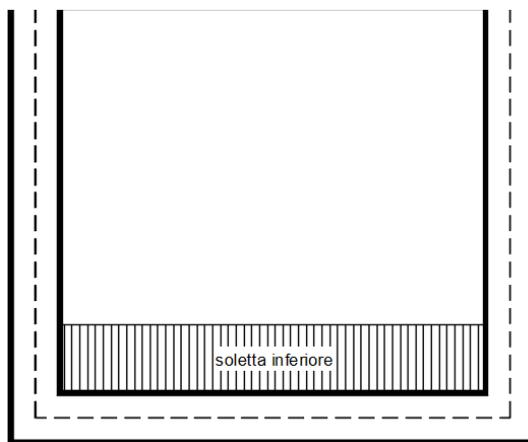
### 9.3 ANALISI DEI CARICHI

#### 9.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m <sup>2</sup>
	<b>- Totale</b>	<b>12.50 kN/m<sup>2</sup></b>
	- peso dell'acqua	50.50 kN/m <sup>2</sup>
	- Peso pacchetto interno 0 cm	0.00 kN/m <sup>2</sup>
	- Peso terreno ricoprimento interno	0.00 kN/m <sup>2</sup>
	<b>- Totale</b>	<b>50.50 kN/m<sup>2</sup></b>
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m <sup>2</sup>
	<b>- Totale</b>	<b>12.50 kN/m<sup>2</sup></b>

Il carico dell'acqua sulla soletta inferiore è stato stimato, a favore di sicurezza, nell'ipotesi di pozzetto pieno, per altezza del pelo libero dell'acqua pari a 4.80 m.

La spinta dell'acqua sulle pareti, di verso opposto alla spinta del terreno, è stata trascurata a favore di sicurezza.

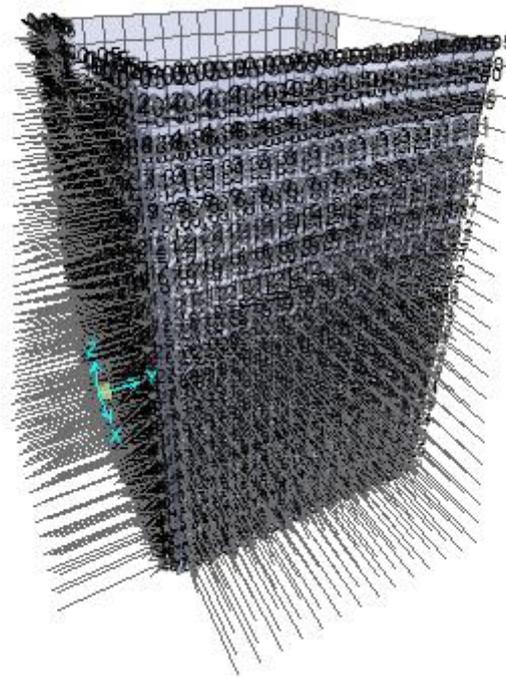


*Figura 9- carico dell'acqua su soletta inferiore*

### 9.3.2 Spinta del terreno sulle pareti

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza della struttura, utilizzando la formula  $K_0=1-\sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0=0.43$ . Le spinte in asse soletta inferiore valgono:

$p_{ss} =$		0.0	kN/m <sup>2</sup>
$p_{is} =$	$p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) =$	49.0	kN/m <sup>2</sup>



*Figura 10 – spinta del terreno dx*

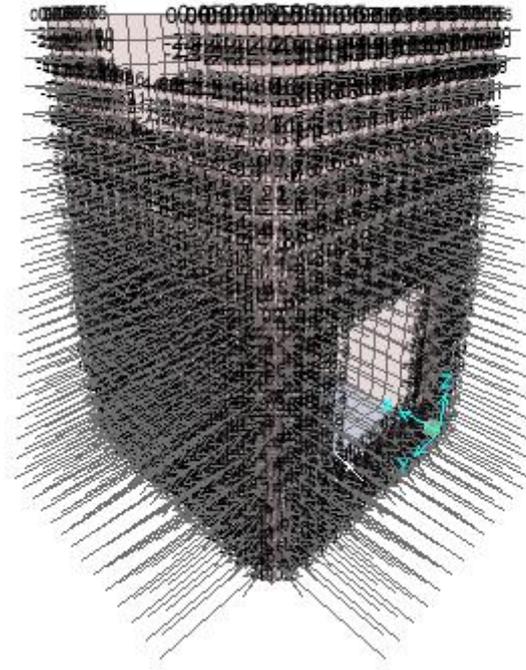


Figura 11 - spinta del terreno sx

### 9.3.3 Sovraccarico laterale

Si considera un carico dovuto ai mezzi di manutenzione ai lati della struttura pari a  $5 \text{ kN/m}^2$ .

#### **Spinta del terreno indotta da carico laterale**

$$q * K_0 = 2.13 \text{ kN/m}^2$$

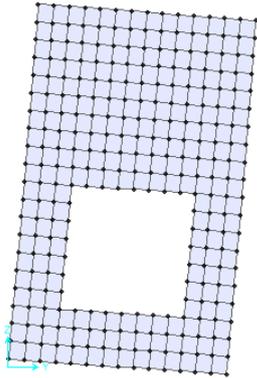
### 9.3.4 Azione Termica

Si applica ai piedritti una variazione termica di  $\pm 15^\circ\text{C}$ .

### 9.3.5 Azione sismica inerziale

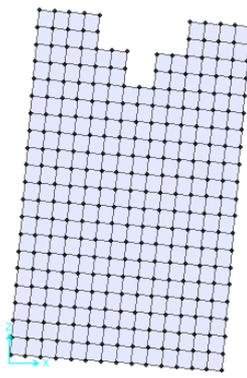
Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza un'analisi modale con spettro di risposta. Si riportano di seguito i modi di vibrare ottenuti dall'analisi:

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 1; T = 0.07023; f = 14.2382



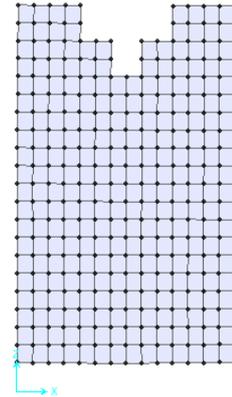
Lungo Y

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 2; T = 0.06926; f = 14.43809



Lungo X

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 3; T = 0.02501; f = 39.98652

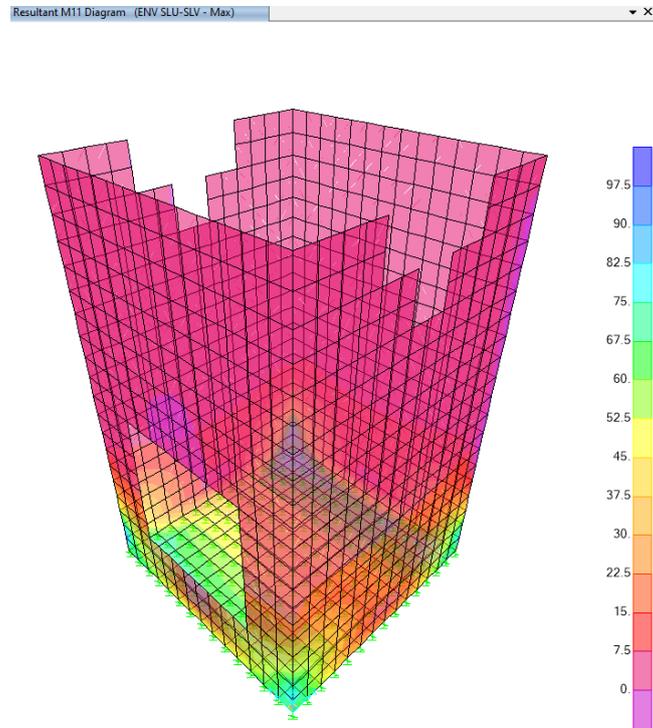


Lungo Z

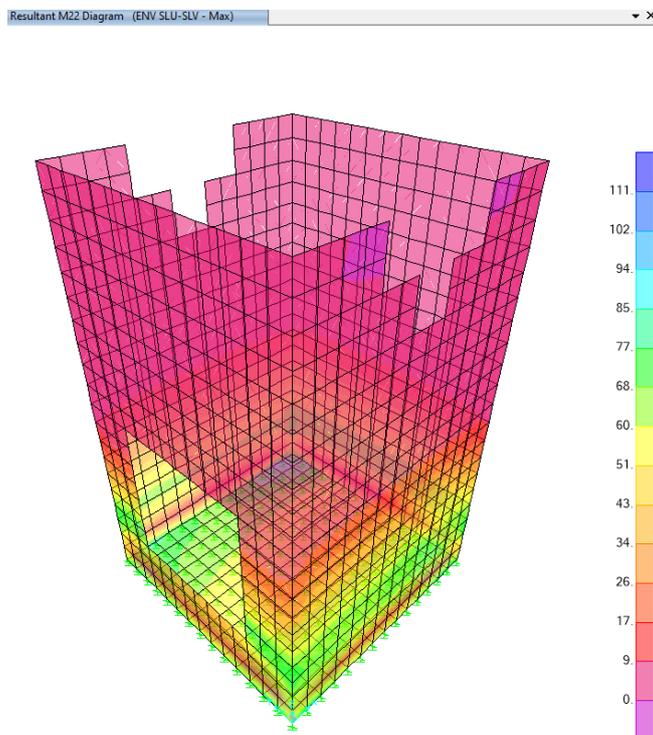
**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Analisi Modale	Mode	1	0.070234	0	0.58434	0	0	0.58434	0	0.4149	0	0.00003741	0.4149	0	0.00003741
Analisi Modale	Mode	2	0.069261	0.57593	0	0.00028	0.57593	0.58434	0.00028	0	0.42387	0	0.4149	0.42387	0.00003741
Analisi Modale	Mode	3	0.025008	0.00023	3.85E-20	0.99355	0.57616	0.58434	0.99383	2.478E-20	0.00005105	5.577E-19	0.4149	0.42393	0.00003741
Analisi Modale	Mode	4	0.013505	2.696E-20	0.34598	4.207E-18	0.57616	0.93031	0.99383	0.51473	1.16E-18	0.00106	0.92963	0.42393	0.0011
Analisi Modale	Mode	5	0.012745	0.39404	1.219E-19	0.000002352	0.9702	0.93031	0.99383	3.656E-19	0.54015	9.205E-20	0.92963	0.96408	0.0011
Analisi Modale	Mode	6	0.007902	2.625E-17	0.01279	4.573E-18	0.9702	0.94311	0.99383	0.01246	1.851E-17	0.24088	0.94208	0.96408	0.24198
Analisi Modale	Mode	7	0.007607	0.00011	1.203E-17	0.00034	0.97031	0.94311	0.99417	8.951E-17	0.00031	9.759E-16	0.94208	0.96439	0.24198
Analisi Modale	Mode	8	0.007606	3.303E-17	0.03543	2.069E-17	0.97031	0.97854	0.99417	0.03109	7.177E-17	0.09967	0.97318	0.96439	0.34165
Analisi Modale	Mode	9	0.006884	2.925E-16	0.00039	1.211E-16	0.97031	0.97893	0.99417	0.00038	2.587E-16	0.59163	0.97355	0.96439	0.93328
Analisi Modale	Mode	10	0.006604	0.00063	2.929E-15	0.00457	0.97095	0.97893	0.99874	5.67E-15	0.00214	2.003E-15	0.97355	0.96653	0.93328
Analisi Modale	Mode	11	0.005681	0.00003656	1.731E-18	0.00003313	0.97098	0.97893	0.99878	1.053E-17	0.00094	5.685E-17	0.97355	0.96747	0.93328
Analisi Modale	Mode	12	0.005346	0.00965	2.619E-16	0.00054	0.98064	0.97893	0.99931	1.989E-16	0.01218	1.389E-17	0.97355	0.97965	0.93328
Analisi Modale	Mode	13	0.005291	2.53E-15	0.0089	4.87E-16	0.98064	0.98783	0.99931	0.01355	2.194E-15	0.00041	0.9871	0.97965	0.93369
Analisi Modale	Mode	14	0.005242	0.01003	5.943E-18	0.00034	0.99067	0.98783	0.99965	2.143E-17	0.01041	3.918E-19	0.9871	0.99006	0.93369
Analisi Modale	Mode	15	0.004987	1.817E-15	0.00162	3.93E-16	0.99067	0.98945	0.99965	0.00162	1.621E-15	0.05175	0.98872	0.99006	0.98544
Analisi Modale	Mode	16	0.004562	6.11E-15	0.00189	1.615E-16	0.99067	0.99134	0.99965	0.00213	7.982E-15	0.00325	0.99085	0.99006	0.98869
Analisi Modale	Mode	17	0.004464	0.00063	7.278E-16	0.00001818	0.9913	0.99134	0.99965	6.966E-16	0.00038	1.154E-15	0.99085	0.99043	0.98869
Analisi Modale	Mode	18	0.004287	2.062E-07	4.371E-17	0.000002926	0.9913	0.99134	0.99965	1.946E-17	0.00001341	1.385E-16	0.99085	0.99045	0.98869
Analisi Modale	Mode	19	0.004109	0.00025	4.839E-16	0.00007979	0.99155	0.99134	0.99973	5.786E-16	0.000003674	3.893E-14	0.99085	0.99045	0.98869
Analisi Modale	Mode	20	0.003944	1.052E-17	0.00326	6.467E-16	0.99155	0.9946	0.99973	0.00282	3.584E-17	0.00047	0.99367	0.99045	0.98915

## 9.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI



**Figura 12- Involuppo momenti flettenti M11 SLU-SLV**



**Figura 13- Involuppo momenti flettenti M22 SLU-SLV**

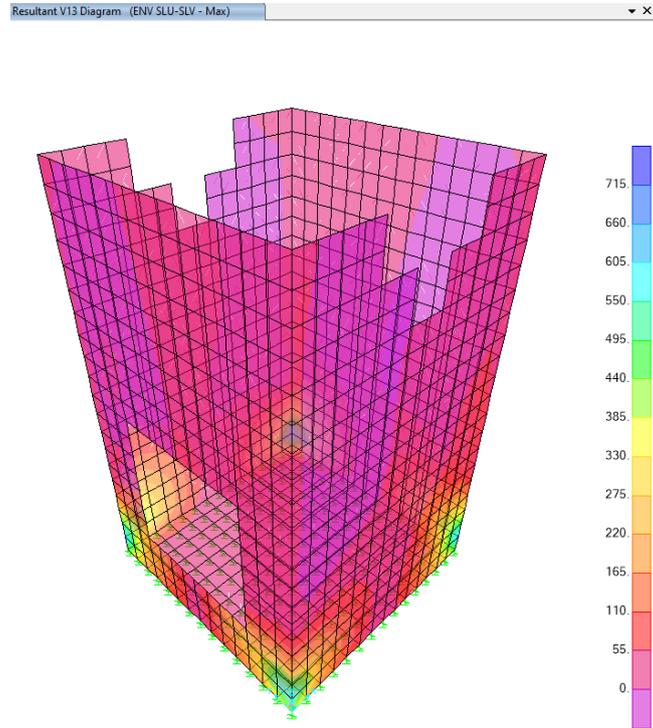


Figura 14- Involuppo sforzi taglianti V13 SLU-SLV

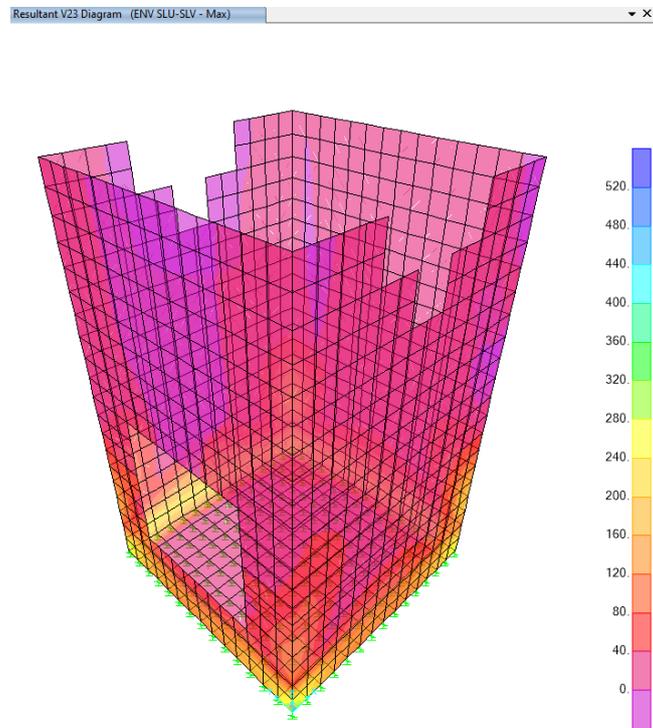


Figura 15- Involuppo sforzi taglianti V23 SLU-SLV

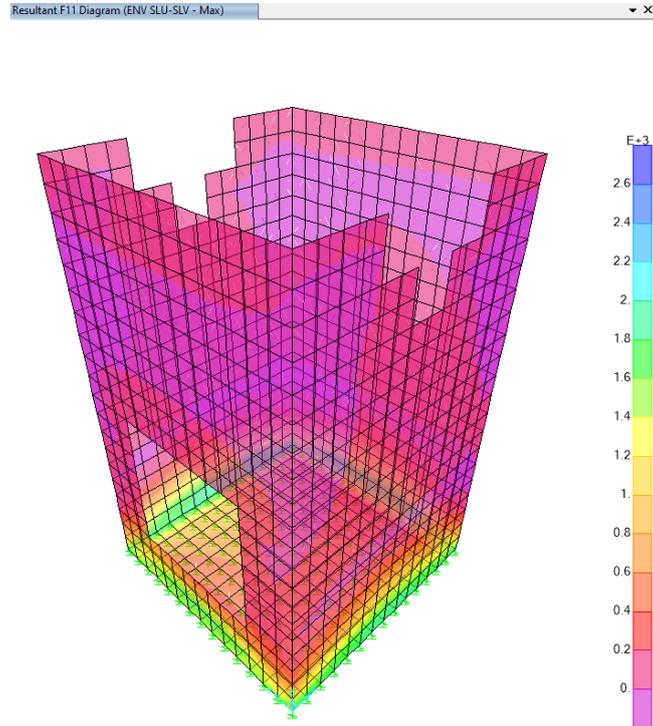


Figura 16- Involuppo azioni assiali F11 SLU-SLV

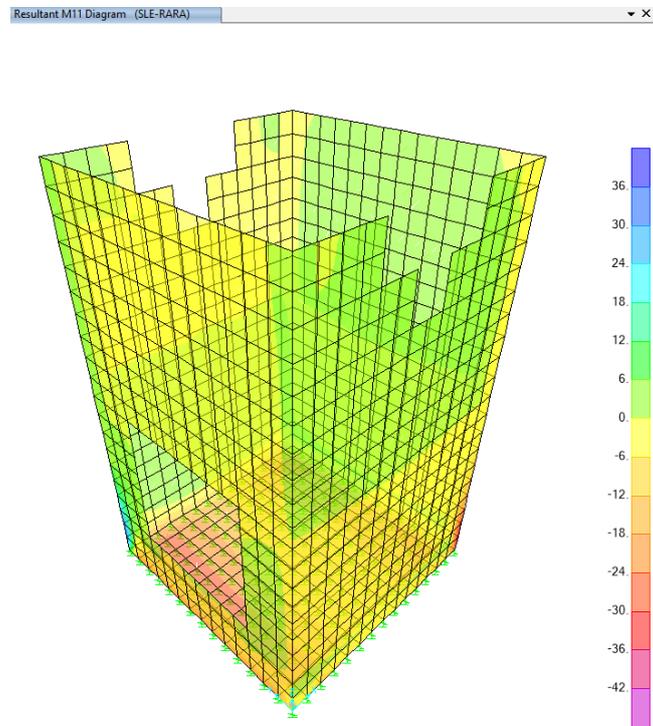


Figura 17- Involuppo momenti flettenti M11 SLE rara

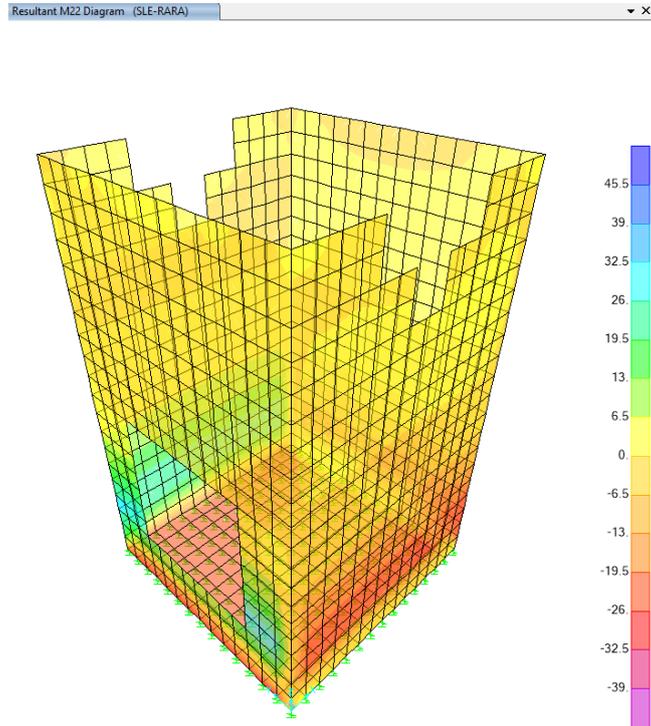


Figura 18- Inviluppo momenti flettenti M22 SLE rara

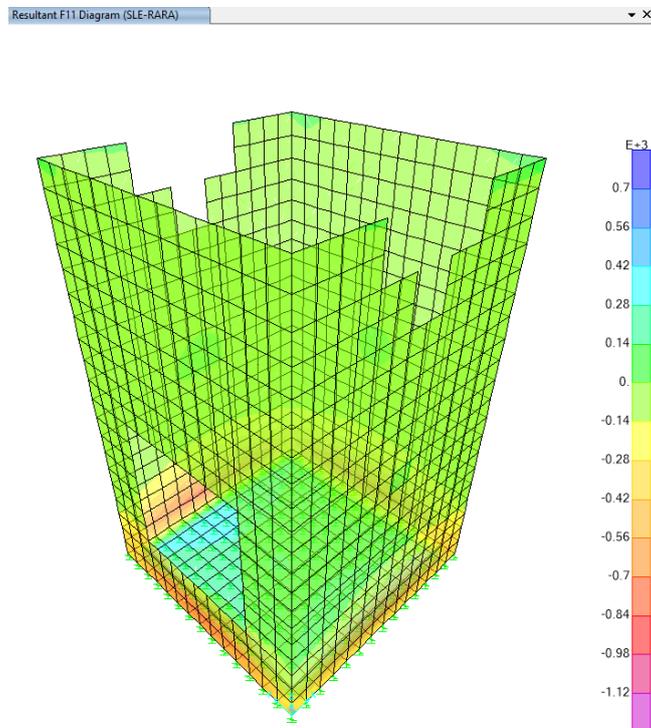
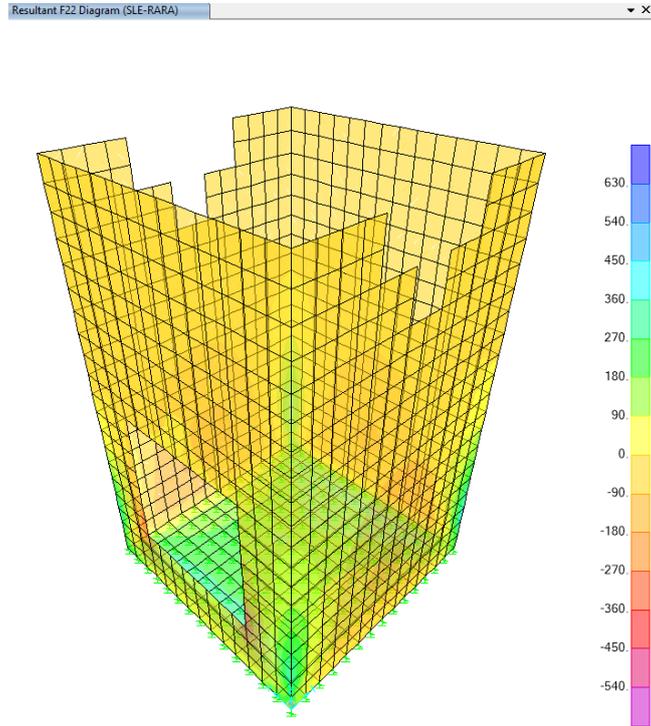


Figura 19- inviluppo azioni assiali F11 sle rara



*Figura 20- involuopo azioni assiali F22 sle rara*

## 9.5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

### 9.5.1 Verifica piedritti

Si verificano i piedritti per le sollecitazioni riportate di seguito. Le section cut utilizzate si trovano ad una quota di 0,55m dalla base della fondazione.

- P [kN]
- V [kN]
- M [kNm]

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
b1	ENV SLU-SLV	Combination	Max	100.047	31.933	160.299	22.3542	-0.0635
b1	ENV SLU-SLV	Combination	Min	25.676	-6.951	-223.888	-19.7645	-1.9921
b2	ENV SLU-SLV	Combination	Max	109.947	34.549	223.152	51.6758	2.7095
b2	ENV SLU-SLV	Combination	Min	34.611	-8.004	-159.917	-45.0711	-1.1185
b3	ENV SLU-SLV	Combination	Max	109.219	172.689	20.86	0.5586	68.2158
b3	ENV SLU-SLV	Combination	Min	8.505	-200.874	-40.157	-1.1408	-61.3411
b4	ENV SLU-SLV	Combination	Max	89.019	233.195	17.39	1.1163	50.1196
b4	ENV SLU-SLV	Combination	Min	30.837	-160.76	-32.946	-2.2603	-43.2176
lb1	ENV SLU-SLV	Combination	Max	-11.009	510.058	303.207	16.8531	109.8882
lb1	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-144.156	-535.547	-312.685	-18.1633	-105.5504
lb2	ENV SLU-SLV	Combination	Max	-40.14	510.765	340.538	22.5944	106.996
lb2	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-172.599	-542.354	-339.455	-29.9917	-103.33

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

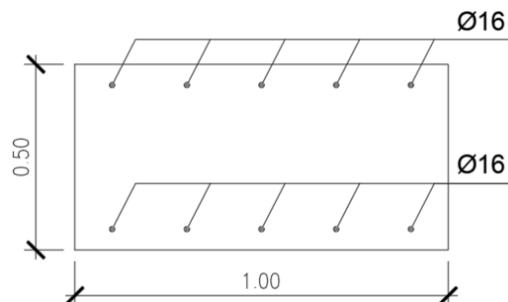
SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
b1	SLE-RARA	Combination		52.038	10.276	42.912	8.5858	-0.7724
b1	SLE-RARA2	Combination		37.241	5.465	-101.382	-8.1406	-0.7822
b2	SLE-RARA	Combination		64.556	11.231	-48.499	-15.4619	0.7376
b2	SLE-RARA2	Combination		49.759	6.419	95.795	22.0068	0.0363
b3	SLE-RARA	Combination		25.041	54.646	-7.184	-0.2166	26.1266
b3	SLE-RARA2	Combination		57.637	-86.477	-7.184	-0.2166	-24.2075
b4	SLE-RARA	Combination		55.133	-45.076	-5.791	-0.4258	-14.5055
b4	SLE-RARA2	Combination		43.051	103.845	-5.791	-0.4258	21.9103
lb1	SLE-RARA	Combination		-41.676	194.669	117.529	-6.6931	-41.4564
lb1	SLE-RARA2	Combination		-93.827	-212.408	-124.431	4.9418	43.7662
lb2	SLE-RARA	Combination		-65.265	-215.58	131.02	-12.3578	43.0066
lb2	SLE-RARA2	Combination		-86.784	195.313	-136.637	8.1631	-39.7073

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
b1	SLE-FREQ	Combination		52.35	10.966	31.361	7.1781	-0.8363
b1	SLE-FREQ2	Combination		40.019	6.956	-88.884	-6.7605	-0.8444
b2	SLE-FREQ	Combination		61.856	11.693	-35.59	-12.2229	0.7651
b2	SLE-FREQ2	Combination		49.525	7.683	84.656	19.001	0.1806
b3	SLE-FREQ	Combination		28.885	43.674	-5.458	-0.1643	22.0715
b3	SLE-FREQ2	Combination		56.049	-73.929	-5.458	-0.1643	-19.8735
b4	SLE-FREQ	Combination		52.631	-32.197	-4.4	-0.3234	-11.4472
b4	SLE-FREQ2	Combination		42.563	91.903	-4.4	-0.3234	18.8993
lb1	SLE-FREQ	Combination		-42.937	160.096	97.117	-5.7281	-34.2327
lb1	SLE-FREQ2	Combination		-86.395	-179.136	-104.516	3.9677	36.7862
lb2	SLE-FREQ	Combination		-66.907	-182.077	109.173	-10.922	36.1722
lb2	SLE-FREQ2	Combination		-84.84	160.334	-113.874	6.1788	-32.7561

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
b1	SLE-QP	Combination		56.985	14.238	32.783	7.1368	-1.0254
b1	SLE-QP2	Combination		44.654	10.229	-87.462	-6.8018	-1.0335
b2	SLE-QP	Combination		57.455	14.281	-32.934	-11.8732	1.0228
b2	SLE-QP2	Combination		45.124	10.271	87.311	19.3507	0.4383
b3	SLE-QP	Combination		32.268	46.038	-0.283	-0.0075	22.4898
b3	SLE-QP2	Combination		59.432	-71.564	-0.283	-0.0075	-19.4553
b4	SLE-QP	Combination		48.146	-30.792	-0.228	-0.0162	-11.3763
b4	SLE-QP2	Combination		38.078	93.308	-0.228	-0.0162	18.9702
lb1	SLE-QP	Combination		-33.68	158.145	96.37	-5.7419	-33.8673
lb1	SLE-QP2	Combination		-77.139	-181.086	-105.263	3.9539	37.1516
lb2	SLE-QP	Combination		-66.455	-184.291	110.546	-11.7448	36.3474
lb2	SLE-QP2	Combination		-84.387	158.12	-112.501	5.356	-32.5809



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA				VERIFICA A PRESSOFLESSIONE				FS
Elemento		b	h	Armature	As	d	M <sub>Rd</sub>	
		[mm]	[mm]		[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kNm]	[-]
Piedritti	Lato Interno	1000	500	φ16/20	1005.31	440	176.0	1.60
	Lato Terreno			φ16/20	1005.31			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long. lassa		Solllecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					FS
	b <sub>w</sub> (mm)	H (mm)	d (mm)	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	V <sub>ed</sub> (KN)	ρ <sub>t</sub>	k	f <sub>ctk</sub> (Mpa)	V <sub>min</sub>	V <sub>ed,min</sub> (KN)	V <sub>ed</sub> (KN)		
Piedritti	1000	500	440	1004.8	542.00	0.002	1.67	33.2	0.44	192.22	173.66	0.32	

Verifiche elementi armati a taglio

Elemento	Armature trasversali				Inclinazione Bielle Compresse		Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS
	n <sub>b</sub>	Ø	p (mm)	A <sub>sw</sub> (mm <sup>2</sup> )	ctg θ	f <sub>cd</sub> (Mpa)	V <sub>Rcd</sub> (KN)	V <sub>Rtd</sub> (KN)	V <sub>rd</sub>		
Piedritti	5	12	400	565.49	2.5	18.81	1284.50	547.66	547.66	1.01	

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,6 f <sub>ck</sub>	FS	σ <sub>f</sub>	0,8 f <sub>yk</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	piedritti	44.0	2.0	19.9	9.96	84.0	360.0	4.29

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,45 f <sub>ck</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	piedritti	37.0	1.7	14.9	8.79

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	h <sub>c,eff</sub>	peff	ε <sub>sm</sub>	φ <sub>eq</sub>	Δs,max	w <sub>f</sub>	w <sub>l</sub>	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	
combinazione quasi	piedritti	37.0	134.6	0.01	0.0002	16.0	540.9	0.173	0.200	1.15
combinazione frequente	piedritti	37.0	134.6	0.01	0.0002	16.0	540.9	0.173	0.300	1.73

9.5.2 Verifica soletta di fondazione

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
F1	ENV SLU-SLV	Combination	Max	8.004	19	223.152	2.067	2.2848
F1	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-34.549	-14.967	-159.917	-0.6709	-0.8554
F2	ENV SLU-SLV	Combination	Max	6.951	18.99	160.299	0.3701	2.1793
F2	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-31.933	-14.635	-223.888	-1.5198	-0.8057
F3	ENV SLU-SLV	Combination	Max	200.874	51.033	20.86	0.6605	68.2158
F3	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-172.689	-22.75	-40.157	-1.2056	-61.3411
F4	ENV SLU-SLV	Combination	Max	160.76	21.831	17.39	1.6995	50.1196
F4	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-233.195	-11.887	-32.946	-0.8976	-43.2176

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

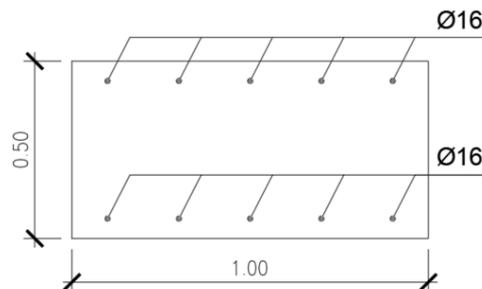
SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-RARA	Combination		-11.231	-8.359	-48.499	0.6644	0.689
F1	SLE-RARA2	Combination		-6.419	2.099	95.795	0.2609	0.0421
F2	SLE-RARA	Combination		-10.276	-4.706	42.912	-0.4891	0.6489
F2	SLE-RARA2	Combination		-5.465	5.752	-101.382	-0.0857	0.002
F3	SLE-RARA	Combination		-54.646	22.367	-7.184	-0.2028	26.1266
F3	SLE-RARA2	Combination		86.477	-6.602	-7.184	-0.2028	-24.2075
F4	SLE-RARA	Combination		45.076	-5.95	-5.791	0.2985	-14.5055
F4	SLE-RARA2	Combination		-103.845	4.761	-5.791	0.2985	21.9103

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-FREQ	Combination		-11.693	-7.079	-35.59	0.653	0.6951
F1	SLE-FREQ2	Combination		-7.683	1.636	84.656	0.3168	0.1561
F2	SLE-FREQ	Combination		-10.966	-4.305	31.361	-0.5196	0.6647
F2	SLE-FREQ2	Combination		-6.956	4.41	-88.884	-0.1834	0.1256
F3	SLE-FREQ	Combination		-43.674	19.813	-5.458	-0.1539	22.0715
F3	SLE-FREQ2	Combination		73.929	-4.327	-5.458	-0.1539	-19.8735
F4	SLE-FREQ	Combination		32.197	-4.591	-4.4	0.2268	-11.4472
F4	SLE-FREQ2	Combination		-91.903	4.335	-4.4	0.2268	18.8993

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-QP	Combination		-14.281	-5.853	-32.934	0.7199	0.8753
F1	SLE-QP2	Combination		-10.271	2.862	87.311	0.3836	0.3363
F2	SLE-QP	Combination		-14.238	-5.715	32.783	-0.7119	0.8736
F2	SLE-QP2	Combination		-10.229	3	-87.462	-0.3757	0.3346
F3	SLE-QP	Combination		-46.038	19.396	-0.283	-0.0071	22.4898
F3	SLE-QP2	Combination		71.564	-4.745	-0.283	-0.0071	-19.4553
F4	SLE-QP	Combination		30.792	-3.193	-0.228	0.0118	-11.3763
F4	SLE-QP2	Combination		-93.308	5.733	-0.228	0.0118	18.9702



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS
Elemento	b	h	M <sub>ed</sub>	Armature	As	d	M <sub>Rd</sub>	
	[mm]	[mm]			[mm <sup>2</sup> ]			[kNm]
Fondazione	Superiore	1000	500	70.0	φ16/20	1005.31	440	176.0
	Inferiore				φ16/20	1005.31		

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long. tesa	Sovraccarichi di calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b <sub>w</sub>	H	d			As	V <sub>ed</sub>	ρ	k	f <sub>ctk</sub>	v <sub>min</sub>	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(kN)			(Mpa)		(kN)	(kN)	
Fondazione	1000	500	440	1004.8	223.00	0.002	1.67	33.2	0.44	192.22	173.66	0.78

Verifiche elementi armati a taglio

Elemento	Armature trasversali				Inclinazione Bielle Compresse	Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS
	n <sub>s</sub>	Ø	p	A <sub>sw</sub>		ctg θ	f <sub>cd</sub> (Mpa)	V <sub>Rcd</sub> (kN)	V <sub>Rtd</sub> (kN)	
		(mm)	(mm <sup>2</sup> )				(kN)	(kN)		
Fondazione	5	8	400	251.33	2.5	18.81	1284.50	243.41	243.41	1.09

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	$I_p$	$M_{ed}$	$\sigma_c$	$0,6 f_{ck}$	FS	$\sigma_f$	$0,8 f_{yk}$	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	fondazione	26.0	1.2	19.9	16.60	64.0	360.0	5.63

Verifiche tensionali – quasi permanente

Verifica delle tensioni	$I_p$	$M_{ed}$	$\sigma_c$	$0,45 f_{ck}$	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	fondazione	22.0	1.0	14.9	14.94

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	$I_p$	$M_{ed}$	$h_{c,eff}$	$\rho_{eff}$	$\epsilon_{sm}$	$\varphi_{eq}$	$\Delta s_{max}$	$w_f$	$w_l$	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	[-]
combinazione quasi	fondazione	22.0	134.6	0.01	0.0002	16.0	419.5	0.110	0.200	1.82
combinazione frequente	fondazione	22.0	134.6	0.01	0.0002	16.0	419.5	0.110	0.300	2.73

## 9.6 ARMATURA

ARMATURA POZZETTO		
soletta inferiore	nodo piedritto	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
	campata	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
piedritti	nodo soletta inf	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
	nodo soletta inf	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
	nodo soletta sup	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
	nodo soletta sup	Ø16/20 inf Ø16/20 sup

### 9.6.1 Incidenza armature

INCIDENZA POZZETTO (Kg/m <sup>3</sup> )	
soletta inferiore	<b>125</b>
piedritti	<b>65</b>

## 9.7 VERIFICA FONDAZIONE

### 9.7.1 Verifica portanza

Si riporta di seguito la verifica di portanza per l'involuppo SLU-STR e GEO. Per ottenere gli scarichi a base fondazione si sono estrapolate le reaction dei nodi di fondazione con i point spring:

- Per il carico verticale si è effettuata una sommatoria delle reazioni verticali
- Per il carico orizzontale si è effettuata una sommatoria delle reazioni orizzontali
- Per il momento si è calcolato il momento provocato da ciascuna reazione verticale rispetto al baricentro della fondazione e si è poi fatta la somma algebrica dei momenti per ottenere il valore complessivo, sia con le eccentricità in X che con le eccentricità in Y

#### ENV GEO

Risultante Base Plinto				
Ntot	Fx	Fy	My	Mx
kN	kN	kN	kNm	kNm
1999	156	90	100	-76

#### ENV SLU-STR

Risultante Base Plinto				
Ntot	Fx	Fy	My	Mx
kN	kN	kN	kNm	kNm
3298	319	169	-91	42

Per la verifica di portanza verticale si sono adottate le formulazioni di Brinch Hansen

#### Condizioni Drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} i_{\gamma} s_{\gamma} b_{\gamma} d_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c i_c s_c b_c d_c g_c + q' N_q i_q s_q b_q d_q g_q$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi' \qquad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} \qquad N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

#### Condizioni non Drenate

$$q_{lim} = c_u N_c^o i_c^o s_c^o b_c^o d_c^o g_c^o + t_g^o + q$$

$$N_{\gamma}^o = -2 \sin \omega \qquad N_c^o = 2 + \pi \approx 5,14 \qquad t_g^o = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma}^o s_{\gamma}^o$$

Ω = inclinazione p.c.       $g_c^o = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$

Con riduzione delle dimensioni della fondazione per carichi eccentrici secondo le formulazioni:

$$B' = B - 2 e_B = B - 2 \frac{M_B}{N}$$

$$L' = L - 2 e_L = L - 2 \frac{M_L}{N}$$

Che presenta i seguenti coefficienti correttivi:

Condizioni Drenate			
Coeff. Correttivi	γ	q	c
<b>Inclinazione del carico</b>  $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$
<b>Fattori di forma</b>	$s_\gamma = s_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$		$s_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$
<b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b>	$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Condizioni non Drenate			
Coeff. Correttivi	γ	q	c
<b>Inclinazione del carico</b>  $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	-	-	$i_c^o = 1 - \frac{m H }{B' L' c_u N_c}$
<b>Fattori di forma</b>	-	-	$s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$
<b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b>	-	-	$b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Per il meccanismo di rottura a punzonamento viene definito un parametro, l'indice di rigidezza, la cui espressione è la seguente:

$$Ir = \frac{G}{c + \sigma tg\phi}$$

Dove G è il modulo di taglio del terreno a basse deformazioni e  $\sigma$  è la pressione efficace media a profondità “D+B/2”. I coefficienti correttivi del punzonamento hanno la seguente espressione:

$$\Psi_q = \exp \left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) tg\phi + \frac{3.07 \cdot \text{sen}\phi \cdot \text{Log}_{10}(Ir)}{1 + \text{sen}\phi} \right] \quad \text{per } \Phi > 0 \quad ; \quad \Psi_q = 1 \quad \text{per } \Phi = 0$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_q \cdot tg\phi} \quad \text{per } \Phi > 0 \quad ; \quad \Psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{l} + 0.6 \cdot \text{Log}_{10} \cdot Ir \quad \text{per } \Phi = 0$$

$$\Psi_\gamma = \Psi_q \quad \text{per } \Phi > 0 \quad ; \quad \Psi_\gamma = 1 \quad \text{per } \Phi = 0$$

I fattori si devono applicare solo nel caso in cui  $Ir < Ir_{crit}$ .

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per l'involuppo GEO:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV GEO	26.00	70.00	6165.00	788.00	557.00

Larghezza Fondazione	B	4.00	m
Profondità piano di posa	D	5.00	m
Lunghezza Fondazione	L	4.00	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	45.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	788.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	557.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.13	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.09	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.74	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	3.82	m

**Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma**

Fattore primo membro	Sc	1.84
Fattore secondo membro	Sq	1.82
Fattore terzo membro	S $\gamma$	0.60

**Fattori di inclinazione del carico**

Coefficiente mB	mB	1.50
Coefficiente mL	mL	1.50
Coefficiente m	m	1.50
Fattore primo membro	ic	0.98
Fattore secondo membro	iq	0.98
Fattore terzo membro	i $\gamma$	0.97

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	2.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	78.00	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	122.50	kN/m <sup>2</sup>

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	q <sub>lim</sub>	22726.76	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Q <sub>lim</sub>	325012.12	kN
Carico di esercizio	Q <sub>ed</sub>	6165.00	kN
Fattore di sicurezza (γ <sub>r</sub> =2,3)	FS	<b>22.92</b>	

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE (PUNZONAMENTO)</b>			
Modulo elastico del terreno	E	900	Mpa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	
Modulo di taglio del terreno	G	346.15	MPa
Pressione efficace media alla profondità D+B/2	σ	171.50	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	I <sub>r</sub>	1832.42	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	I <sub>r,crit</sub>	229.90	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	F <sub>d</sub>	5173.05	kN
Azione per lo scorrimento	F <sub>e</sub>	70.00	kN
Fattore di sicurezza (γ <sub>r</sub> =1,1)	FS	<b>67.18</b>	

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per l'involuppo SLU/SLV:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV SLU/SLV	169.00	319.00	3298.00	91.00	42.00

Larghezza Fondazione	B	4.00	m
Profondità piano di posa	D	5.00	m
Lunghezza Fondazione	L	4.00	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	45.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	91.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	42.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.03	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.01	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.94	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	3.97	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma			
Fattore primo membro	Sc	1.85	
Fattore secondo membro	Sq	1.83	
Fattore terzo membro	S $\gamma$	0.60	

Fattori di inclinazione del carico			
Coefficiente mB	mB	1.50	
Coefficiente mL	mL	1.50	
Coefficiente m	m	1.50	
Fattore primo membro	ic	0.88	
Fattore secondo membro	iq	0.88	
Fattore terzo membro	iy	0.81	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	2.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	78.00	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	122.50	kN/m <sup>2</sup>

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	20238.34	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	317312.65	kN
Carico di esercizio	Qed	3298.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>41.83</b>	

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE (PUNZONAMENTO)</b>			
Modulo elastico del terreno	E	900	Mpa
Coefficiente di Poisson	$\nu$	0.3	
Modulo di taglio del terreno	G	346.15	MPa
Pressione efficace media alla profondità D+B/2	$\sigma$	171.50	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	Ir	1832.42	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	Ir,crit	227.22	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

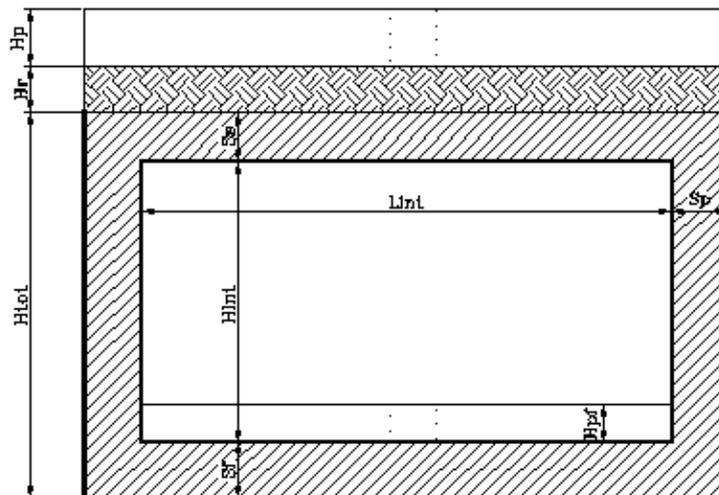
<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	2767.35	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	319.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>7.89</b>	

## 10 SCATOLARE 2M X 2M

La dimensione interna è di 2.00m e l'altezza interna pari a 2.00m, con soletta superiore di spessore 0.40m, piedritti di spessore 0.40m e soletta inferiore di spessore 0.40m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.

### 10.1 GEOMETRIA



*Figura 21– Significato dei simboli*

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	$L_{tot}$	2.80	m
larghezza utile scatolare	$L_{int}$	2.00	m
larghezza interasse	$L_a$	2.40	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.40	m
spessore piedritti	$S_p$	0.40	m
spessore fondazione	$S_f$	0.40	m
altezza totale scatolare	$H_{tot}$	2.80	m
altezza libera scatolare	$H_{int}$	2.00	m
spessore pacchetto superiore	$H_{psup}$	0.13	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{rsup}$	1.80	m
spessore pacchetto inferiore	$H_{pinf}$		m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{rinf}$		m

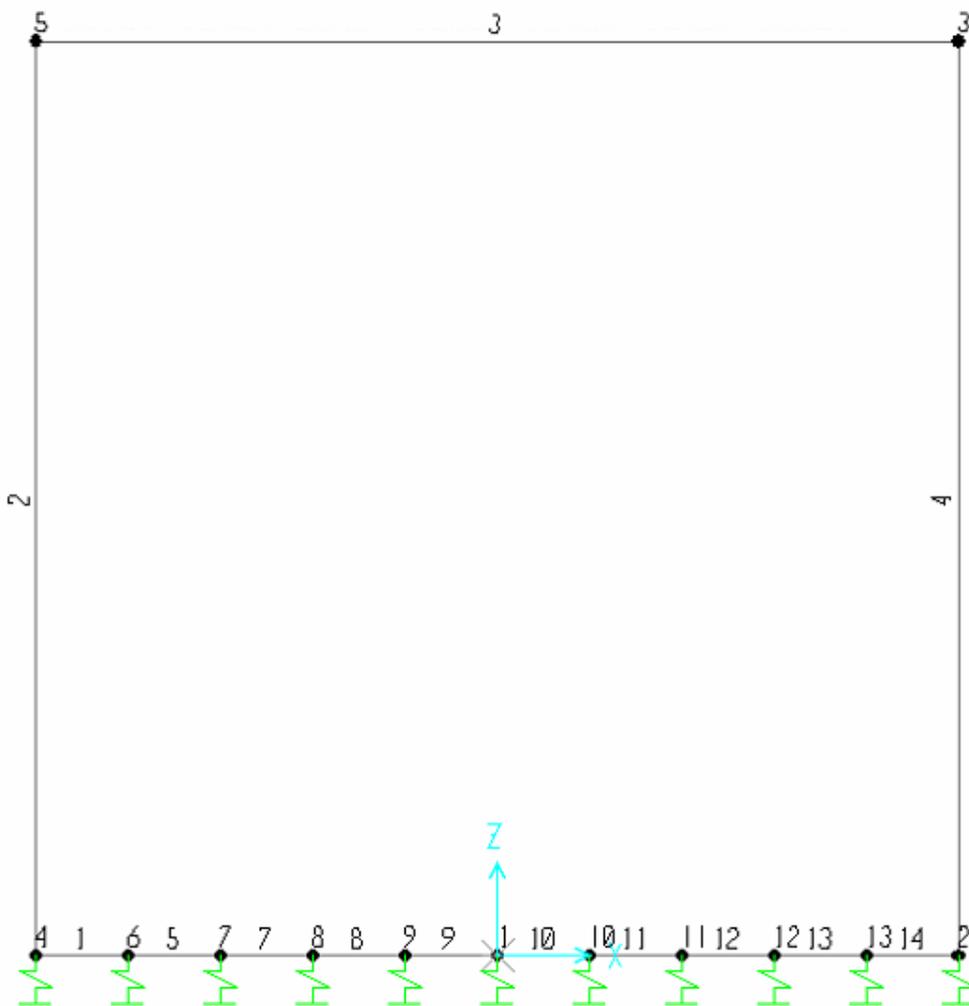
## 10.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l’analisi è quello di uno scatolare di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.

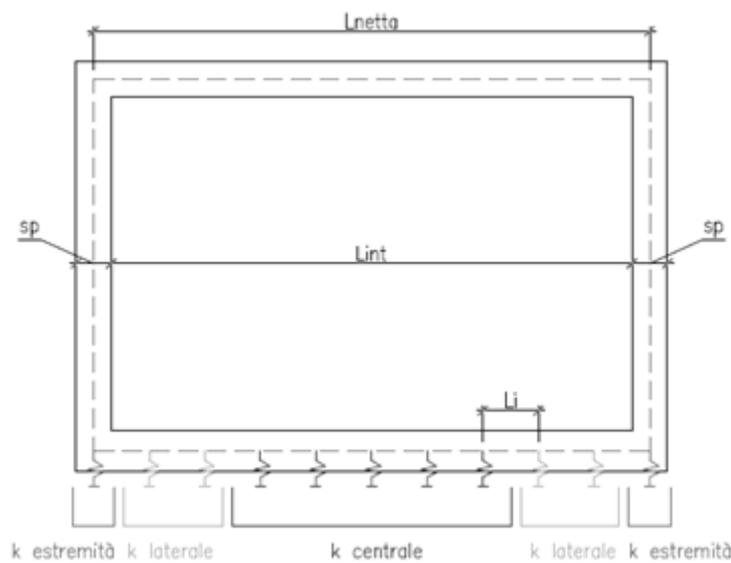


**Figura 22**– Numerazione aste e nodi

### 10.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K= 34624$  kN/mc in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle	$i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = (0.40/2 + 2 + 0.4/2)/10 = 2.40/10 = 0.24$ [m]
Molle centrali	$k_1 = k * i$ [kN/m]
Molle intermedie	$k_2 = 1.5 * k * i$ [kN/m]
Molle laterali	$k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$ [kN/m]

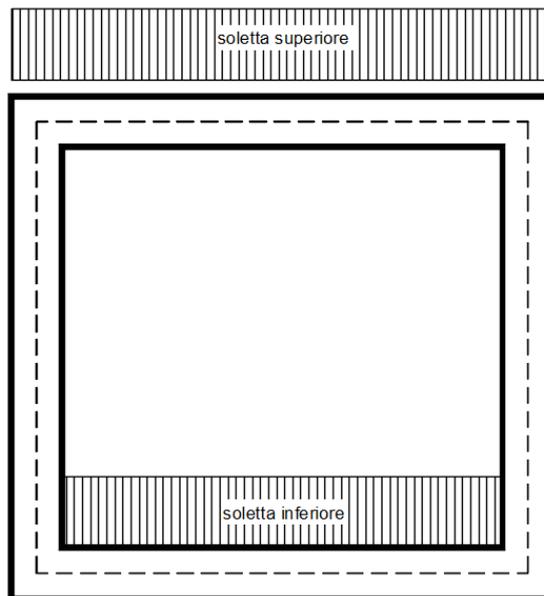


<b>Scatolare 2x2</b>	
<b>L<sub>int</sub></b>	<b>2.00</b>
<b>S<sub>p</sub>/2</b>	<b>0.20</b>
<b>S<sub>p</sub>/2</b>	<b>0.20</b>
<b>i</b>	<b>0.24</b>
<b>K</b>	<b>34624</b>
<b>k<sub>1</sub></b>	<b>8310</b>
<b>k<sub>2</sub></b>	<b>12465</b>
<b>k<sub>3</sub></b>	<b>22159</b>

### 10.3 ANALISI DEI CARICHI

#### 10.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>10.00 kN/m</b>
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.12 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	36.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>39.12 kN/m</b>
 <u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>10.00 kN/m</b>
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>0.00 kN/m</b>
 <u>Piedritti</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>10.00 kN/m</b>



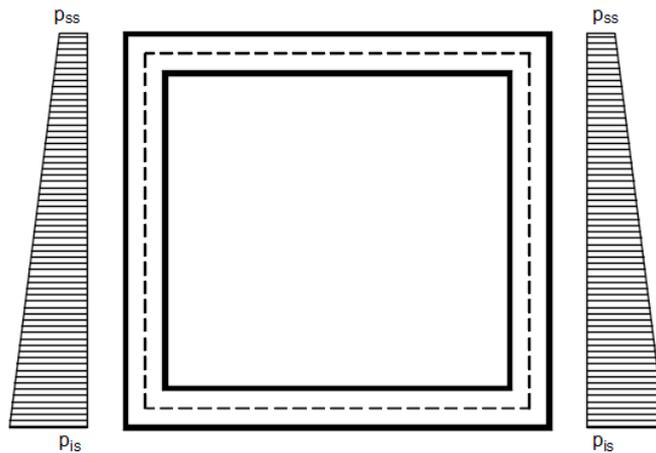
*Figura 23– Schema tipo carichi permanenti*

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 5.82 kN.

### 10.3.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula  $K_0=1-\sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0=0.43$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= K_0 * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 13.9 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 34.4 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

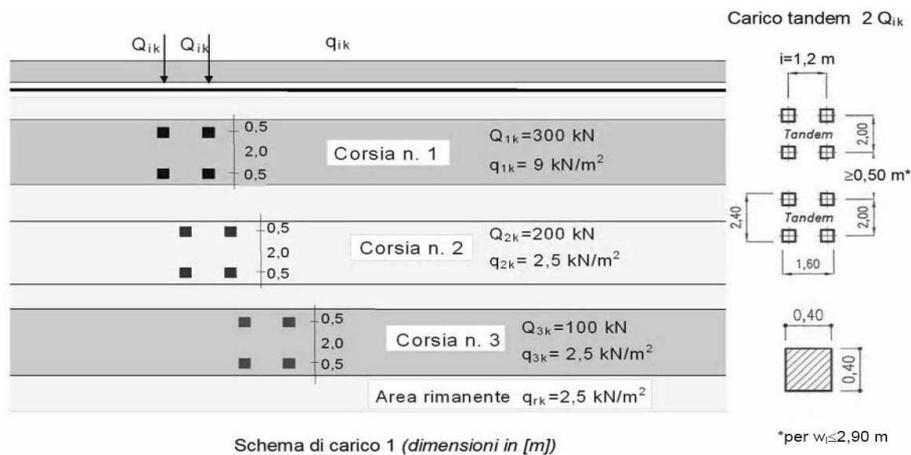


*Figura 24– Schema tipo spinta terreno su pareti*

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta superiore con valore pari a 2.61 kN ed inferiore con valore pari a 7.04 kN.

### 10.3.3 Ripartizione dei carichi mobili verticali

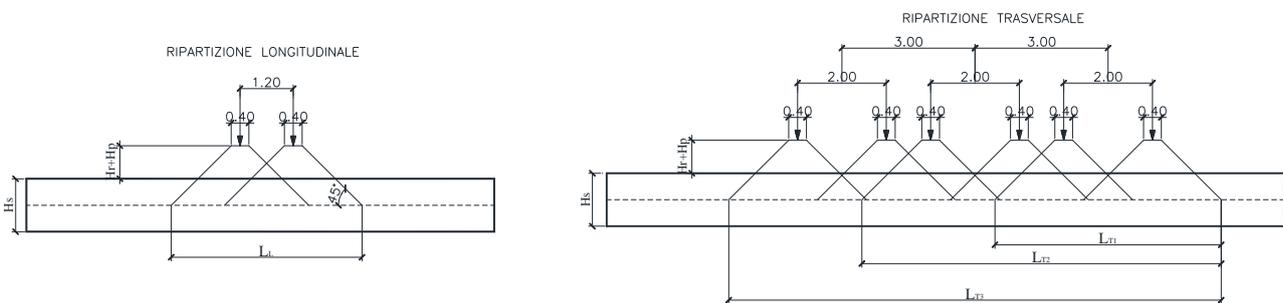
Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

La ripartizione dei carichi si effettua considerando il carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0.4 m. Per il calcolo dei valori di  $L_L$  ed  $L_T$  si considera una ripartizione a 35° all'interno degli strati di pavimentazione e rinterro e 45° all'interno della soletta in c.a., di seguito i risultati numeri ed uno schema grafico tipologico rappresentativo.



Il carico è schematizzato da due assi da 150 kN disposti ad interasse di 1.20m.

Si procede al calcolo dei carichi per metro lineare riferiti al baricentro della soletta per i diversi treni di carico.

Si considera una larghezza di ripartizione trasversale e longitudinale come descritto nelle figure precedenti; risulta pertanto:

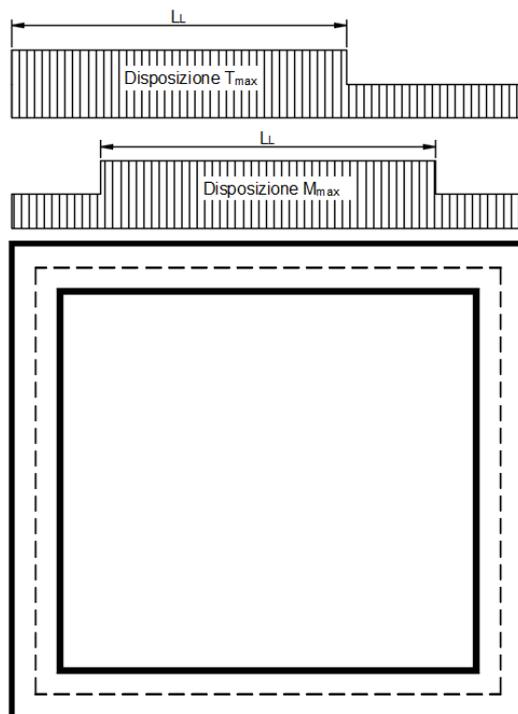
$$q_{1k} = \frac{600}{L_L \times L_{T1}} \quad \text{1 corsia}$$

$$q_{1k} = \frac{600+400}{L_L \times L_{T2}} \quad \text{2 corsie}$$

$$q_{1k} = \frac{600+400+200}{L_L \times L_{T3}} \quad \text{3 corsie}$$

$L_L =$	4.00 m	$q_{2k} =$	9.0 kN/m <sup>2</sup>
$L_{T1} =$	4.80 m	$q_{1k} =$	31.2 kN/m <sup>2</sup>
$L_{T2} =$	7.80 m	$q_{1k} =$	32.0 kN/m <sup>2</sup>
$L_{T3} =$	10.80 m	$q_{1k} =$	27.8 kN/m <sup>2</sup>

Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a  $q_{2k}=9.0$  kN/mq a cui va sommato il carico  $q_{1k}$  32.02 kN/mq applicato su una larghezza di 4.00 m.



**Figura 25**– Schema tipo carichi mobili soletta superiore

Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 6.24 kN per i carichi concentrati e valore pari a 1.80 kN per il carico distribuito.

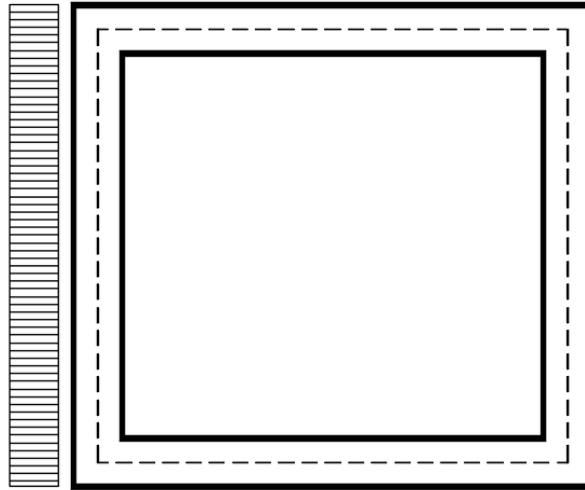
#### 10.3.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=20$ kN/m

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato, si considera un carico tandem distribuito sull'intera lunghezza del mezzo autoarticolato (18.0m) e sui 3.0m di corsia.

$$q_1=150 \text{ kN} \cdot 4 / (18.0 \cdot 3.0) \text{ m}^2 + 9 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 \cdot K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

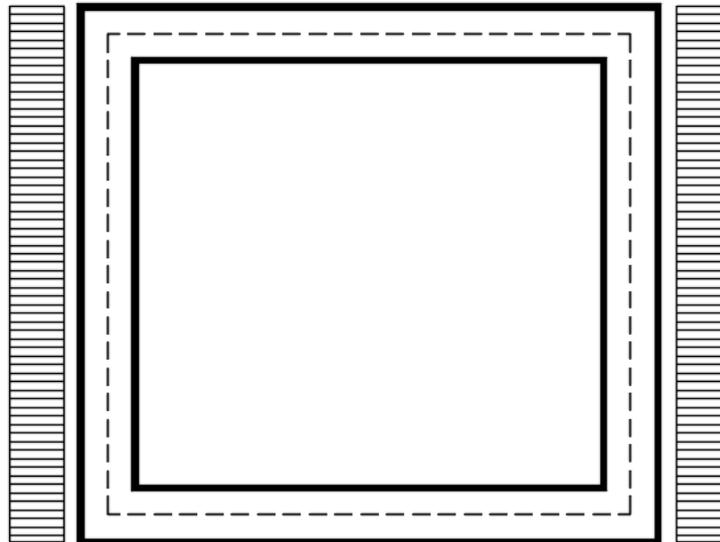
a) Spinta sul piedritto sinistro



*Figura 26– Schema tipo spinta carico accidentale su parete sinistra*

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 1.71 kN ed inferiore con valore pari a 1.71 kN.

b) Spinta su entrambi i piedritti



*Figura 27– Schema tipo spinta carico accidentale su entrambi le pareti*

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 1.71 kN ed inferiore con valore pari a 1.71 kN.

### 10.3.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{k1}) + 0.1 \cdot q_{ik} \cdot w_1 \cdot L = 368 \text{ kN}$$

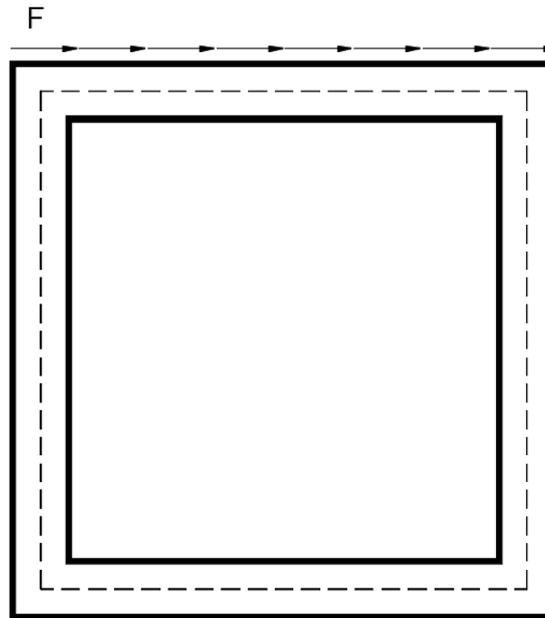
$$w_1 = 3.00 \text{ m} \quad (\text{larghezza della corsia})$$

$$L = 2.80 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 7.3 \text{ kN/m}^2$$

La frenatura è ripartita sulla lunghezza della zona caricata e sulla dimensione dell'auto articolato 18.0m.



*Figura 28– Schema tipo azione di frenatura sulla soletta superiore*

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 1.5 kN.

### 10.3.6 Variazione termica

Si applica una variazione termica pari a +/- 15°C.

### 10.3.7 Ritiro differenziale della soletta di copertura

Si considera una variazione termica uniforme equivalente sulla soletta superiore come da calcolo seguente. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e DM 17-01-2018

#### Clas a t=0

$R_{ck}$	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cubica caratteristica
$f_{ck}$	=	33.2	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
$f_{cm}$	=	41.2	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a compressione cilindrica media
$\alpha$	=	1.0E-05		
$E_{cm}$	=	33643	N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico secante medio
cls tipo		<b>R</b>		classe del cemento

#### Tempo e ambiente

$t_s$	=	<b>2</b>	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
$t_0$	=	<b>2</b>	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
$t$	=	<b>25550</b>	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	800	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
$A_c$	=	<b>400000</b>	mm <sup>2</sup>	sezione dell'elemento
$u$	=	<b>1000</b>	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	<b>75</b>	%	umidità relativa percentuale

Coefficiente di viscosità  $\phi(t, t_0)$  e modulo elastico  $EC_t$  a tempo "t"

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) = 2.062 \text{ coeff. di viscosità}$$

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 2.095 \text{ coeff nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[ \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.233 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.892 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.968 \text{ coeff per la resistenza del cls}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.617 \text{ coeff che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.649 \text{ coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_o = t_0 \left( \frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 6.19 \text{ coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\alpha = 1 \text{ coeff per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u.3} = 0.984 \text{ coeff per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 = 1382.5 \text{ coeff che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35MPa \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35MPa \end{cases} = 0.922 \text{ coeff per la resistenza del calcestruzzo}$$

Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 10986414 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000346 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000288 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.966$$

$K_h =$

0.7

parametro che dipende da  $h_0$  secondo il prospetto seguente

Valori di  $k_h$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

Valori di  $K_h$  intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[ (200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.00042602$$

deformazione di base

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura

### 10.3.8 Azione sismica inerziale

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

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:  $k_h = a_{max}/g$   
 $k_v = \pm 0.5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 50$  anni ed una classe d'uso IV  $C_u = 2.0$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 100.0$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.244$  g. (Latitudine: 42.49331; Longitudine: 12.82857)

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

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

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

$$S_s = 1.000 \quad \text{Coefficiente di amplificazione stratigrafica}$$

$$S_t = 1 \quad \text{Coefficiente di amplificazione topografica}$$

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.000 * 1 * 0.244 \text{ g} = 0.244 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.244$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.122$$

Si consideri inoltre che non è stato applicato il coefficiente di riduzione delle azioni sismiche  $\beta$ . Inoltre l'azione sismica è stata considerata come carico distribuito lungo i piedritti, con risultante della forza sismica applicata a metà altezza.

le spinte del terreno in fase sismica sono state determinate con la teoria di Wood

### **Sisma orizzontale**

$F_{sis} = a_{max} * \gamma_r * H_{tot} * 1m$	=	13.66	kN/m	(carico applicato sulla parete)
$F_{imp} = \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m$	=	2.44	kN/m	(inerzia piedritti)
<b>Totale</b>	<b>=</b>	<b>16.10</b>	<b>kN/m</b>	<b>(piedritto sx)</b>
<b>Totale</b>	<b>=</b>	<b>2.44</b>	<b>kN/m</b>	<b>(piedritto dx)</b>
$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	6.98	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	2.44	kN/m	(inerzia soletta superiore)
$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2$	=	2.00	kN/m	(inerzia veicoli)
<b>Totale</b>	<b>=</b>	<b>11.42</b>	<b>kN/m</b>	<b>(soletta superiore)</b>

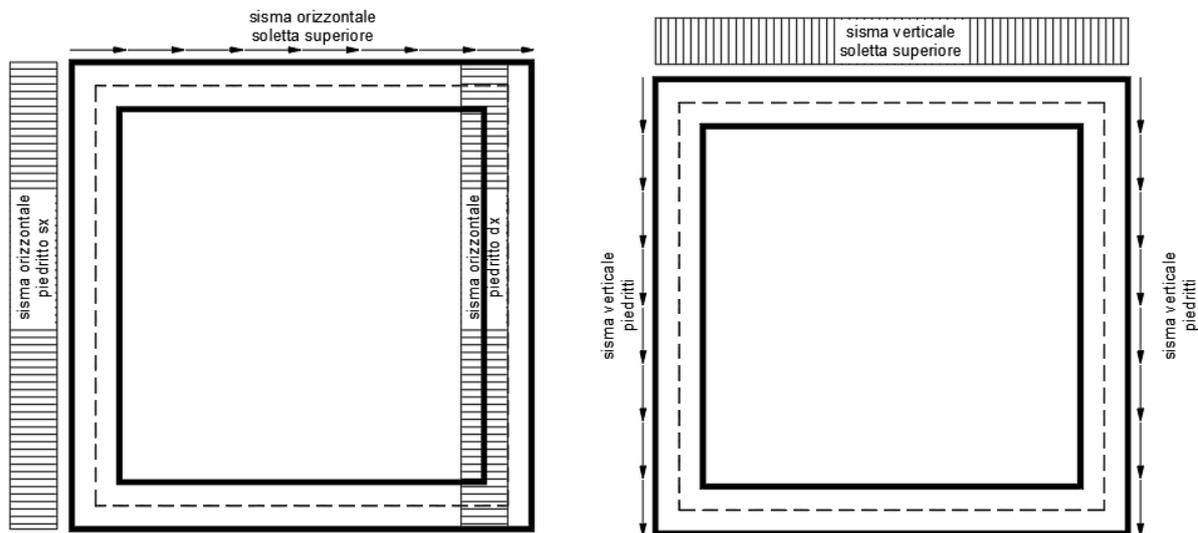
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 3.22 kN ed inferiore con valore pari a 3.22 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.49 kN ed inferiore con valore pari a 0.49 kN.

**Sisma verticale**

$F_{imp} =$	$0.5 * \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m$	$=$	1.22	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_q =$	$0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2$	$=$	1.00	kN/m	(inerzia veicoli)
$F_{irr} =$	$0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	$=$	3.49	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} =$	$0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	$=$	1.22	kN/m	(inerzia soletta superiore)
<b>Totale =</b>			<b>5.71</b>	<b>kN/m</b>	(soletta superiore)

Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 1.14 kN.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$



*Figura 29– Schema tipo azioni sismiche orizzontali e verticali*



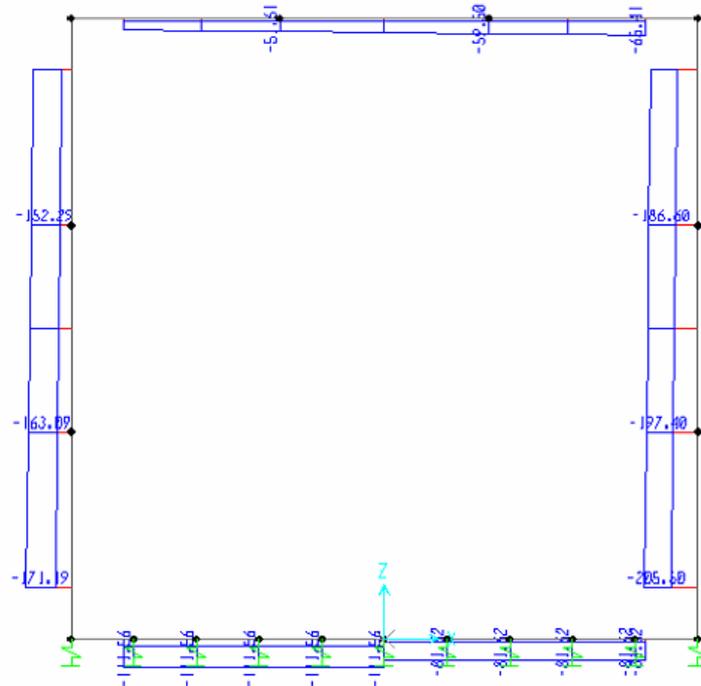


Figura 32- Involuppo azioni assiali SLU-SLV

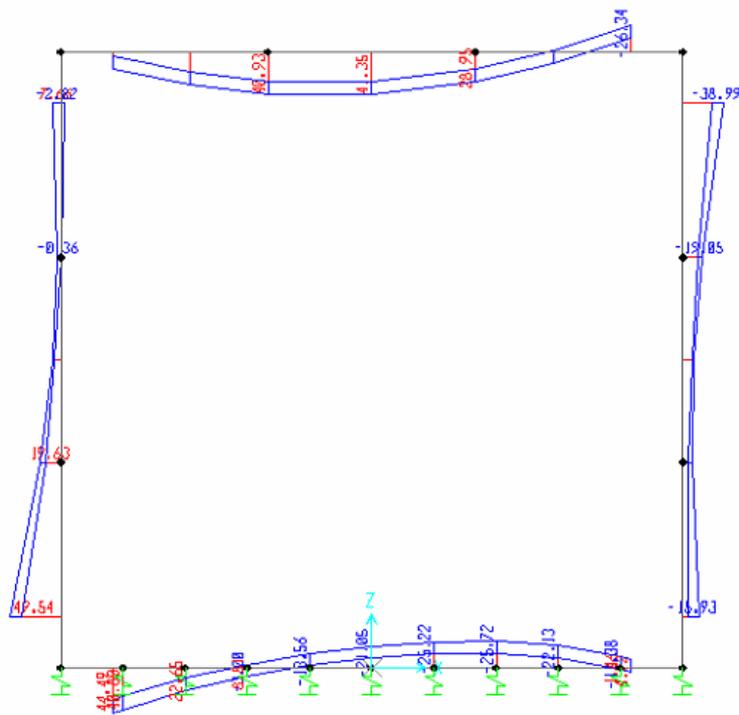


Figura 33- Involuppo momenti flettenti SLE rara

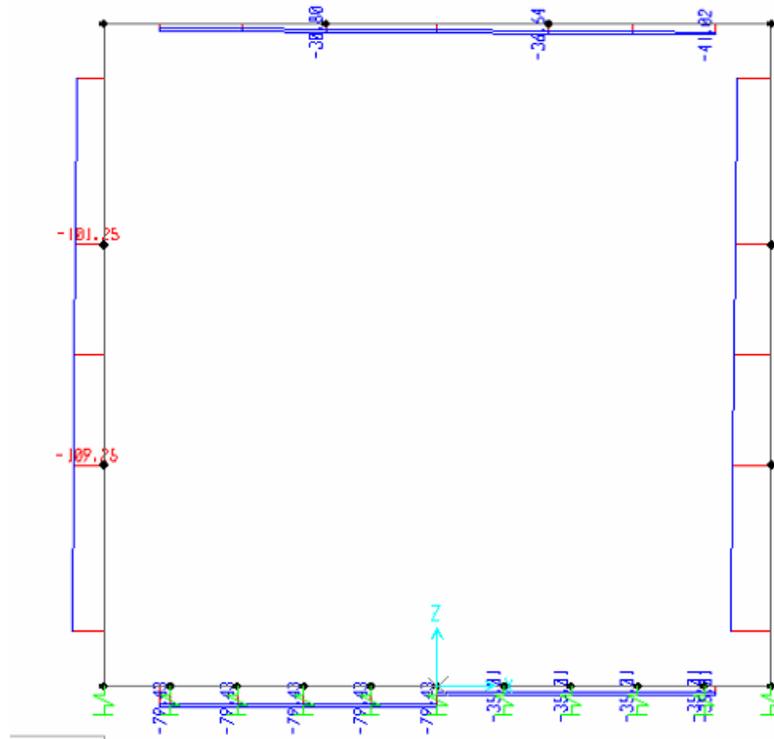


Figura 34– Involuppo azioni assiali SLE rara

## 10.5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido. Per ogni elemento si ricerca la sezione di Momento e Taglio massimo; la verifica sarà eseguita con la sollecitazione, in modulo, maggiore:

		SLU STR-SLV			
Elemento strutturale	Sezione	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	SLU14-STR2	111.56	65.57	131.33
	campata	SLU14-STR	11.50	-42.91	-
soletta superiore	nodo piedritto	SLU14-STR	52.67	-40.29	136.14
	campata	SLU14-STR2	22.62	58.98	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU14-STR2	158.35	72.80	87.64
	nodo soletta sup	SLU14-STR	178.50	59.24	62.31

Elemento strutturale	Sezione	SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
		N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
soletta inferiore	nodo piedritto	79.43	44.49	soletta inferiore	71.98	38.07	soletta inferiore	52.33	22.03
	campata	24.18	-25.72		29.64	-19.87		43.31	-7.65
soletta superiore	nodo piedritto	41.02	-26.34	soletta superiore	36.30	-20.45	soletta superiore	24.86	-5.94
	campata	22.89	41.35		21.80	36.27		15.83	24.16
piedritti	nodo soletta inf	95.25	-2.82	piedritti	85.13	-1.05	piedritti	60.76	-1.39
	nodo soletta inf	115.25	49.54		105.13	42.39		74.76	23.72
	nodo soletta sup	125.20	38.99		-107.59	31.18		74.76	23.72
	nodo soletta sup	139.20	4.40		121.59	4.24		60.76	-1.39

### 10.5.1 Verifica soletta inferiore

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

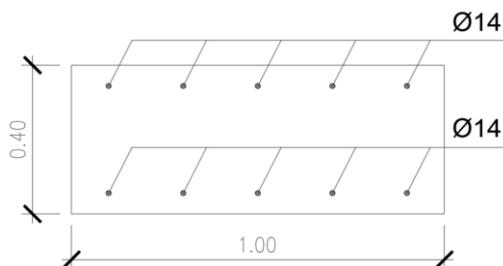
#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	14
2	-43.0	33.0	14
3	43.0	33.0	14
4	43.0	7.0	14

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	14
2	2	3	3	14



#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	111.56	65.57	131.33
2	11.50	42.91	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	79.43	44.49	0.00
2	24.18	25.72	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	71.98	38.07 (101.72)	0.00 (0.00)
2	29.64	19.87 (98.67)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	52.33	22.03 (105.70)	0.00 (0.00)
2	43.31	7.65 (143.77)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**  
**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	111.56	65.57	111.55	128.32	1.96	15.4(7.2)
2	S	11.50	42.91	11.53	112.45	2.62	15.4(7.2)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.139	-50.0	40.0	-0.00185	-43.0	33.0	-0.02173	-43.0	7.0
2	0.00350	0.122	-50.0	40.0	-0.00259	-43.0	33.0	-0.02521	-43.0	7.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000764503	-0.027080121	0.139	0.700
2	0.000000000	0.000870072	-0.031302886	0.122	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	131.33	189.36	33.0	100.0	0.0047	0.28
2	S	0.00	176.97	33.0	100.0	0.0047	0.03

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.68	-50.0	40.0	-137.3	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	2.16	-50.0	40.0	-93.7	-43.0	7.0	913	7.7

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
sr max	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
wk	Massima distanza tra le fessure [mm]
Mx fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e\_sm - e\_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00089	0.00000	0.500	14.0	63	0.00041 (0.00041)	483	0.199 (990.00)	100.90	0.00
2	S	-0.00060	0.00000	0.500	14.0	63	0.00028 (0.00028)	497	0.140 (990.00)	94.74	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.14	-50.0	40.0	-114.9	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	1.65	-50.0	40.0	-65.1	-43.0	7.0	913	7.7

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00075	0.00000	0.500	14.0	63	0.00034 (0.00034)	483	0.167 (0.30)	101.72	0.00
2	S	-0.00042	0.00000	0.500	14.0	63	0.00020 (0.00020)	497	0.097 (0.30)	98.67	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.79	-50.0	40.0	-59.7	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	0.53	-50.0	40.0	-7.2	-43.0	7.0	643	7.7

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00039	0.00000	0.500	14.0	63	0.00018 (0.00018)	483	0.086 (0.20)	105.70	0.00
2	S	-0.00005	0.00000	0.500	14.0	63	0.00002 (0.00002)	413	0.009 (0.20)	143.77	0.00

## 10.5.2 Verifica soletta superiore

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

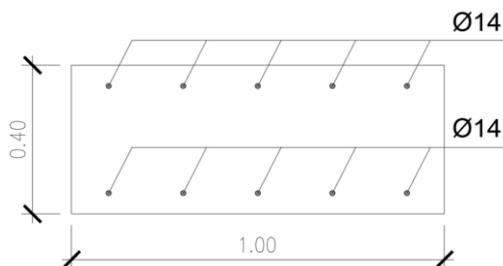
### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	14
2	-43.0	33.0	14
3	43.0	33.0	14
4	43.0	7.0	14

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	14
2	2	3	3	14



#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	52.67	40.29	136.14
2	22.62	58.98	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	41.02	26.34	0.00
2	22.89	41.35	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	36.30	20.45 (100.82)	0.00 (0.00)
2	21.80	36.27 (92.47)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	24.86	5.94 (123.75)	0.00 (0.00)
2	15.83	24.16 (92.83)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	52.67	40.29	52.84	119.29	2.96	15.4(7.2)
2	S	22.62	58.98	22.56	114.29	1.94	15.4(7.2)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.131	-50.0	40.0	-0.00218	-43.0	33.0	-0.02328	-43.0	7.0
2	0.00350	0.124	-50.0	40.0	-0.00247	-43.0	33.0	-0.02466	-43.0	7.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000811619	-0.028964744	0.131	0.700
2	0.000000000	0.000853443	-0.030637725	0.124	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	136.14	182.07	33.0	100.0	0.0047	0.13
2	S	0.00	178.35	33.0	100.0	0.0047	0.06

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre

As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.19	-50.0	40.0	-85.2	-43.0	7.0	913	7.7
2	S	3.50	-50.0	40.0	-161.3	-43.0	7.0	913	7.7

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00055	0.00000	0.500	14.0	63	0.00026 (0.00026)	497	0.127 (990.00)	99.16	0.00
2	S	-0.00103	0.00000	0.500	14.0	63	0.00048 (0.00048)	497	0.240 (990.00)	92.17	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.69	-50.0	40.0	-63.2	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	3.07	-50.0	40.0	-140.3	-43.0	7.0	913	7.7

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00041	0.00000	0.500	14.0	63	0.00019 (0.00019)	483	0.092 (0.30)	100.82	0.00
2	S	-0.00090	0.00000	0.500	14.0	63	0.00042 (0.00042)	497	0.209 (0.30)	92.47	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.45	-50.0	40.0	-9.8	-43.0	7.0	780	7.7
2	S	2.04	-50.0	40.0	-92.6	-43.0	7.0	913	7.7

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00007	0.00000	0.500	14.0	63	0.00003 (0.00003)	455	0.013 (0.20)	123.75	0.00
2	S	-0.00059	0.00000	0.500	14.0	63	0.00028 (0.00028)	497	0.138 (0.20)	92.83	0.00

### 10.5.3 Verifica piedritti

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

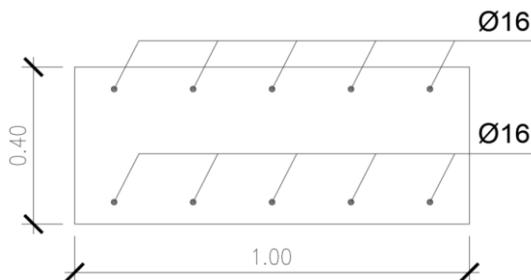
Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	16
2	-43.0	33.0	16
3	43.0	33.0	16
4	43.0	7.0	16

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			
N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16



#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	158.35	72.80	87.64
2	178.50	59.24	62.31

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	95.25	2.82	0.00
2	115.25	49.54	0.00
3	125.20	38.99	0.00
4	139.20	4.40	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	85.13	1.05 (100.82)	0.00 (0.00)
2	105.13	42.39 (108.91)	0.00 (0.00)
3	-107.59	31.18 (73.37)	0.00 (0.00)
4	121.59	4.24 (0.00)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	60.76	1.39 (123.75)	0.00 (0.00)
2	74.76	23.72 (115.23)	0.00 (0.00)
3	74.76	23.72 (115.23)	0.00 (0.00)
4	60.76	1.39 (0.00)	0.00 (0.00)

## RISULTATI DEL CALCOLO

### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	158.35	72.80	158.08	161.13	2.21	20.1(7.2)
2	S	178.50	59.24	178.28	163.99	2.77	20.1(7.2)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.158	-50.0	40.0	-0.00120	-43.0	33.0	-0.01864	-43.0	7.0
2	0.00350	0.160	-50.0	40.0	-0.00114	-43.0	33.0	-0.01839	-43.0	7.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000671028	-0.023341109	0.158	0.700
2	0.000000000	0.000663217	-0.023028685	0.160	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	87.64	211.49	33.0	100.0	0.0061	0.40
2	S	62.31	213.99	33.0	100.0	0.0061	0.45

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.32	-50.0	40.0	2.4	-43.0	7.0	---	---
2	S	3.63	-50.0	40.0	-106.8	-43.0	7.0	924	10.1
3	S	2.79	-50.0	40.0	-68.1	-43.0	7.0	874	10.1
4	S	0.47	-50.0	40.0	3.4	-43.0	7.0	---	---

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00055	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	99.16	0.00
2	S	-0.00070	0.00000	0.500	16.0	62	0.00032 (0.00032)	461	0.148 (990.00)	107.56	0.00
3	S	-0.00046	0.00000	0.500	16.0	62	0.00020 (0.00020)	447	0.091 (990.00)	115.83	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.23	-50.0	40.0	2.6	-21.5	7.0	---	---
2	S	3.09	-50.0	40.0	-88.3	-43.0	7.0	924	10.1
3	S	2.20	-50.0	40.0	-160.6	-43.0	7.0	1121	10.1
4	S	0.43	-50.0	40.0	2.8	-43.0	7.0	---	---

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00041	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	100.82	0.00
2	S	-0.00058	0.00000	0.500	16.0	62	0.00026 (0.00026)	461	0.122 (0.30)	108.91	0.00
3	S	-0.00101	0.00000	0.500	16.0	62	0.00048 (0.00048)	514	0.248 (0.30)	73.37	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.19	-50.0	40.0	1.7	-21.5	7.0	---	---

2	S	1.70	-50.0	40.0	-42.0	-43.0	7.0	874	10.1
3	S	1.70	-50.0	40.0	-42.0	-43.0	7.0	874	10.1
4	S	0.19	-50.0	40.0	1.7	-21.5	7.0	---	---

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00007	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	123.75	0.00
2	S	-0.00028	0.00000	0.500	16.0	62	0.00013 (0.00013)	447	0.056 (0.20)	115.23	0.00
3	S	-0.00028	0.00000	0.500	16.0	62	0.00013 (0.00013)	447	0.056 (0.20)	115.23	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

10.5.4 Tabella riassuntiva armature

ARMATURA			
soletta inferiore	nodo piedritto	Ø14/20 inf	
	campata	Ø14/20 sup	
soletta superiore	nodo piedritto	Ø14/20 inf	
	campata	Ø14/20 sup	
piedritti	nodo soletta inf	Ø16/20 ext	
	nodo soletta sup	Ø16/20 int	

10.5.5 Incidenza armature

INCIDENZA (Kg/m <sup>3</sup> )	
soletta inferiore	<b>65</b>
soletta superiore	<b>70</b>
piedritti	<b>95</b>

## 10.6 VERIFICA FONDAZIONE

### 10.6.1 Verifica portanza

Si riporta di seguito la verifica di portanza per l'involuppo GEO e per l'involuppo SLU-STR. Per ottenere gli scarichi a base fondazione si sono estrapolate le reaction dei nodi di fondazione con i point spring:

- Per il carico verticale si è effettuata una sommatoria delle reazioni verticali
- Per il carico orizzontale si è effettuata una sommatoria delle reazioni orizzontali
- Per il momento si è calcolato il momento provocato da ciascuna reazione verticale rispetto al baricentro della fondazione e si è poi fatta la somma algebrica dei momenti per ottenere il valore complessivo

Reazioni nodali per la striscia di 1m										
Nodo	Combo	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Coord. X (m)	F1*y (kNm)	F3*x (kNm)
1	ENV SLU-SLV	23.86	0.00	24.44	0.00	0.00	0.00	0.00	4.77	0.00
2	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	99.49	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	119.38
4	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	55.42	0.00	0.00	0.00	-1.20	0.00	-66.50
6	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	32.16	0.00	0.00	0.00	-0.96	0.00	-23.87
7	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	33.21	0.00	0.00	0.00	-0.72	0.00	-23.91
8	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	22.89	0.00	0.00	0.00	-0.48	0.00	-10.99
9	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	23.63	0.00	0.00	0.00	-0.24	0.00	-5.67
10	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	26.78	0.00	0.00	0.00	0.24	0.00	6.43
11	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	29.25	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00	14.04
12	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	47.69	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00	34.34
13	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	51.73	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	49.66
<b>Risultante Base Plinto - L=1m</b>								<b>L =</b>	<b>25.87</b>	<b>m</b>
<b>Ntot (kN)</b>		<b>Htot (kN)</b>		<b>M (kNm)</b>						
446.68		23.86		81.13						
<b>Risultante Base Plinto - L=25.87m</b>										
<b>Ntot (kN)</b>		<b>Htot (kN)</b>		<b>M (kNm)</b>						
11555.56		617.15		2098.74						

1

Reazioni nodali per la striscia di 1m										
Nodo	Combo	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Coord. X (m)	F1*y (kNm)	F3*x (kNm)
1	ENV-GEO	-71.52	0.00	19.78	0.00	0.00	0.00	0.00	-14.30	0.00
2	ENV-GEO	0.00	0.00	82.60	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	99.12
4	ENV-GEO	0.00	0.00	26.49	0.00	0.00	0.00	-1.20	0.00	-31.79
6	ENV-GEO	0.00	0.00	17.98	0.00	0.00	0.00	-0.96	0.00	-17.26
7	ENV-GEO	0.00	0.00	20.92	0.00	0.00	0.00	-0.72	0.00	-15.06
8	ENV-GEO	0.00	0.00	15.87	0.00	0.00	0.00	-0.48	0.00	-7.62
9	ENV-GEO	0.00	0.00	17.80	0.00	0.00	0.00	-0.24	0.00	-4.27
10	ENV-GEO	0.00	0.00	21.84	0.00	0.00	0.00	0.24	0.00	5.24
11	ENV-GEO	0.00	0.00	23.99	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00	11.52
12	ENV-GEO	0.00	0.00	39.37	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00	28.35
13	ENV-GEO	0.00	0.00	42.90	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	41.18
<b>Risultante Base Plinto - L=25.87m</b>								<b>L =</b>	<b>25.87</b>	<b>m</b>
<b>Ntot (kN)</b>		<b>Htot (kN)</b>		<b>M (kNm)</b>						
329.55		71.52		123.70						
<b>Risultante Base Plinto - L=28.98m</b>										
<b>Ntot (kN)</b>		<b>Htot (kN)</b>		<b>M (kNm)</b>						
8525.54		1850.27		3200.19						

2

Per la verifica di portanza verticale si sono adottate le formulazioni di Brinch Hansen

Condizioni Drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma i_\gamma s_\gamma b_\gamma d_\gamma g_\gamma + c' N_c i_c s_c b_c d_c g_c + q' N_q i_q s_q b_q d_q g_q$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \qquad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} \qquad N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

Condizioni non Drenate

$$q_{lim} = c_u N_c^\circ i_c^\circ s_c^\circ b_c^\circ d_c^\circ g_c^\circ + t_g^\circ + q$$

$$N_\gamma^\circ = -2 \sin \omega \qquad N_c^\circ = 2 + \pi \approx 5,14 \qquad t_g^\circ = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma^\circ s_\gamma^\circ$$

$\Omega =$  inclinazione p.c.  $g_c^\circ = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$

Con riduzione delle dimensioni della fondazione per carichi eccentrici secondo le formulazioni:

$$B' = B - 2 e_B = B - 2 \frac{M_B}{N}$$

$$L' = L - 2 e_L = L - 2 \frac{M_L}{N}$$

Che presenta i seguenti coefficienti correttivi:

Condizioni Drenate			
Coeff. Correttivi	$\gamma$	$q$	$c$
<b>Inclinazione del carico</b>  $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$
<b>Fattori di forma</b>	$s_\gamma = s_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$		$s_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$
<b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b>	$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

<b>Condizioni non Drenate</b>			
<b>Coeff. Correttivi</b>	$\gamma$	$q$	$c$
<b>Inclinazione del carico</b>  $m = \frac{2 + \frac{B}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	-	-	$i_c^o = 1 - \frac{m H }{B' L' c_u N_c}$
<b>Fattori di forma</b>	-	-	$s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$
<b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b>	-	-	$b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per involucro GEO:

<b>Load</b>	<b>FX (kN)</b>	<b>FY (kN)</b>	<b>FZ (kN)</b>	<b>MX (kNm)</b>	<b>MY (kNm)</b>
<b>ENV GEO</b>	<b>0.00</b>	<b>1850.00</b>	<b>8526.00</b>	<b>3200.00</b>	<b>0.00</b>

Larghezza Fondazione	B	2.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	25.87	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	$c'$	45.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	3200.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.38	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	2.05	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	25.87	m

<b>Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma</b>		
Fattore primo membro	Sc	1.07
Fattore secondo membro	Sq	1.07
Fattore terzo membro	S $\gamma$	0.60

<b>Fattori di inclinazione del carico</b>		
Coefficiente mB	mB	1.93
Coefficiente mL	mL	1.07
Coefficiente m	m	1.07
Fattore primo membro	ic	0.81
Fattore secondo membro	iq	0.81
Fattore terzo membro	iy	0.67

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	2.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	60.60	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	100.45	kN/m <sup>2</sup>

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	9850.60	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	522247.37	kN
Carico di esercizio	Qed	8526.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>26.63</b>	

<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	7154.16	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	1850.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>3.52</b>	

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per involucro SLU/SLV:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV SLU/SLV	0.00	617.00	11556.00	2099.00	0.00

Larghezza Fondazione	B	2.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	25.87	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	45.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	2099.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.18	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	2.44	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	25.87	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma			
Fattore primo membro	Sc	1.08	
Fattore secondo membro	Sq	1.08	
Fattore terzo membro	S $\gamma$	0.60	

Fattori di inclinazione del carico			
Coefficiente mB	mB	1.91	
Coefficiente mL	mL	1.09	
Coefficiente m	m	1.09	
Fattore primo membro	ic	0.95	
Fattore secondo membro	iq	0.95	
Fattore terzo membro	i $\gamma$	0.91	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	2.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	60.60	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	100.45	kN/m <sup>2</sup>

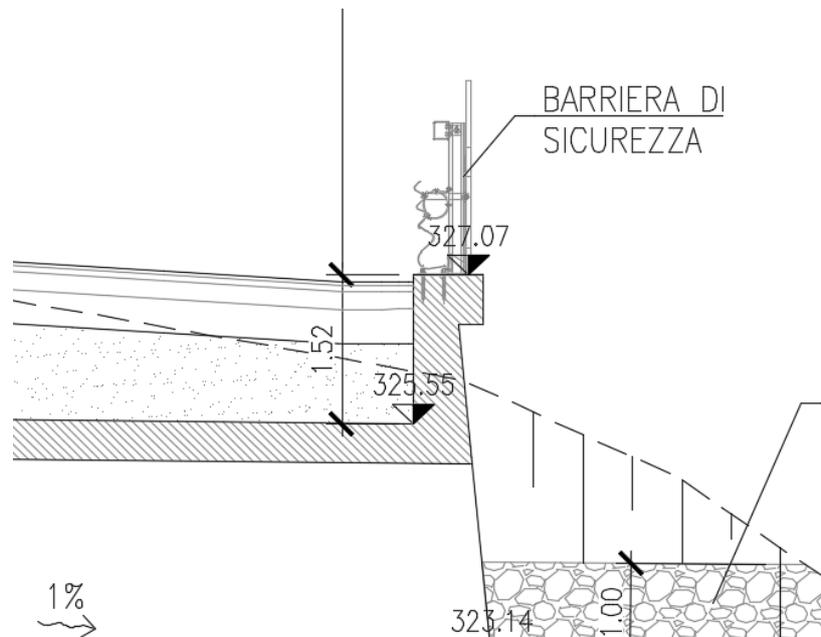
<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	11916.63	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	751201.58	kN
Carico di esercizio	Qed	11556.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>28.26</b>	

<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	9696.64	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	617.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>14.29</b>	

## 11 MURETTO PORTA BARRIERA

Di seguito si riporta la verifica locale per le azioni d'urto trasmesse al muretto portabARRIERA quando quest'ultimo fa parte della carpenteria del tombino scatolare in esame.

Il muro ha altezza pari a 1,52 m dalla sezione di incastro e spessore all'incastro 55.00cm.



La forza dell'urto pari a  $0.5 \cdot 1000 \text{ kN} = 500 \text{ kN}$ , da applicare sul piedritto sul lato della strada.  
E' stata calcolata come segue, distribuendo tal forza sull'altezza dell'opera con un angolo di diffusione pari a  $45^\circ$ .

**Tab. 3.6.III** – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

### 3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ( $F_{d,x}$ ) e ortogonale ( $F_{d,y}$ ) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x} \quad [3.6.7]$$

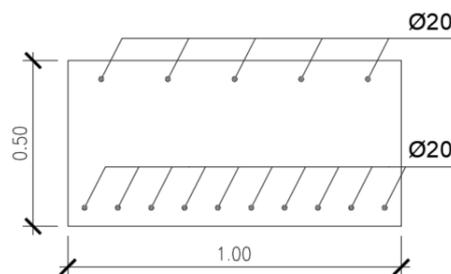
In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III.

La forza di collisione è applicata sulla barriera a 1,25m al di sopra della superficie di marcia, pertanto il muretto verrà schematizzato come una mensola alla cui estremità sarà applicata la forza d'urto e il momento di trasporto della stessa. La larghezza di diffusione del carico è determinata considerando una distribuzione a 45° dal punto di applicazione della forza rispetto all'incastro pertanto avendo  $h=1.64$  m da cui risulta una larghezza di diffusione pari a 2.8 m e di conseguenza una forza applicata alla sezione in oggetto pari a  $500/2.8 = 179$  kN/m. Il momento generato dalla forza d'urto in testa al muretto è pari a  $M_u = 500$  kN \*  $1,25m / 2.8m = 223$  kNm/m

Oltre alle azioni dovute all'urto dei veicoli si considerano:

- Peso proprio della barriera pari a 2kN/m
- Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente
- Spinta del sovraccarico sul rilevato

Si riportano le sollecitazioni di verifica:



Parametri Generali		
H	1.52	m
$\gamma$	19.00	kN/mc
$\Phi$	23.33	
$K_0$	0.60	

Azioni Spinta Statica		
S	13.26	kN
br	0.51	m
$M_S$	6.72	kNm
$V_S$	13.26	kN

Azioni Spinta Wood		
ag/g	0.244	
$S_s$	1.000	
$S_t$	1.000	
$\beta_m$	1.000	
$\alpha$	0.244	
$\Delta S$	10.71	kN
br	0.76	m
$M_{\Delta S}$	8.14	kNm
$V_{\Delta S}$	10.71	kN

Azioni d'urto		
F	500	kN
$M_u$	625	kNm
Hbarriera	1.25	m
Lmuretto	2.8	m
Ldiff	2.8	m
Fdiff	179	kN/m
Mdiff	223	kN/m

Azioni Spinta Sovraccarico		
q	20.00	kPa
Q	30.40	kN
br	0.76	m
$M_q$	23.10	kNm
$V_q$	30.40	kN

Azioni di Progetto		
$M_{SLU/SLV}$	524.46	kNm
$V_{SLU/SLV}$	222.23	kN
$M_{SLE,RA}$	29.82	kNm
$V_{SLE,RA}$	43.66	kN
$M_{SLE,FR}$	24.04	kNm
$V_{SLE,FR}$	36.06	kN
$M_{SLE,QP}$	6.72	kNm
$V_{SLE,QP}$	13.26	kN

$M_{SLU}$	44.73	kNm
$M_{ECC}$	524.46	kNm
$M_{SLV}$	14.86	kNm
$V_{SLU}$	65.48	kN
$V_{ECC}$	222.23	kNm
$V_{SLV}$	23.97	kN

Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA				VERIFICA A PRESSOFLESSIONE				FS	
Elemento	Lato	b	h	$M_{ed}$	Armature	$A_s$	d		$M_{Rd}$
		[mm]	[mm]	[kNm]		[mm <sup>2</sup> ]		[kNm]	
Cordolo	Lato Interno	1000	700	524.5	$\phi 18/20$	1272.35	640	745.0	1.42
	Lato Terreno				$\phi 18/10$	2544.69			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long. max.	Sollecitazioni di Calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	$b_w$ (mm)	H (mm)	d (mm)	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$V_{sd}$ (kN)	$\rho_t$	k	$f_{ct}$ (Mpa)	$V_{min}$	$V_{dmin}$ (kN)	$V_{Rd,t}$ (kN)	
Cordolo	1000	700	640	2543.4	222.23	0.004	1.56	33.2	0.39	251.24	282.92	1.27

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	$I_p$ [-]	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [Mpa]	$0,6 f_{ck}$ [Mpa]	FS	$\sigma_r$ [Mpa]	$0,8 f_{yk}$ [Mpa]	FS
combinazione rara	Cordolo	28.7	35.3	0.6	19.9	33.20	25.0	360.0	14.40

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	$I_p$ [-]	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$\sigma_c$ [Mpa]	$0,45 f_{ck}$ [Mpa]	FS
Quasi permanente	Cordolo	28.7	8.4	0.2	14.9	74.70

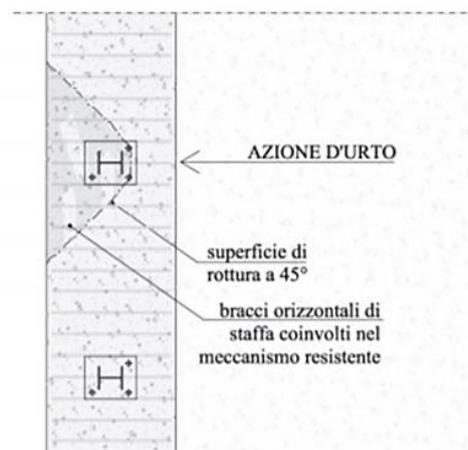
Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	$I_p$ [-]	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]	$h_{c,eff}$ mm	$\rho_{eff}$	$\epsilon_{sm}$	$\phi_{eq}$	$\Delta s_{max}$ mm	$w_f$ [mm]	$w_l$ [mm]	FS
Quasi permanente	Cordolo	28.7	8.4	150.0	0.02	0.0000	18.0	353.8	0.012	0.200	N.F.
Frequente	Cordolo	28.7	28.6	150.0	0.02	0.0001	18.0	353.8	0.038	0.300	N.F.

Si riportano ora le verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza. Si considera come armatura una staffatura di  $\Phi 8/20$ . La funzione di tali staffe è duplice:

- *Equilibrare l'azione orizzontale F*
- *Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out*

Per il primo punto il cono di rottura che determina il numero di staffe resistenti si determina secondo quanto riportato nella figura seguente, ipotizzando una diffusione a  $45^\circ$  della sollecitazione agente a partire dalla posizione dei tirafondi tesi. Si considera una larghezza della piastra di 0,30m posizionata a 0,10m dal bordo del muro. La forza orizzontale F è equilibrata dalle barre  $\Phi 8/20$  che sono sempre presenti all'interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.



*Cono di diffusione verifica staffe orizzontali*

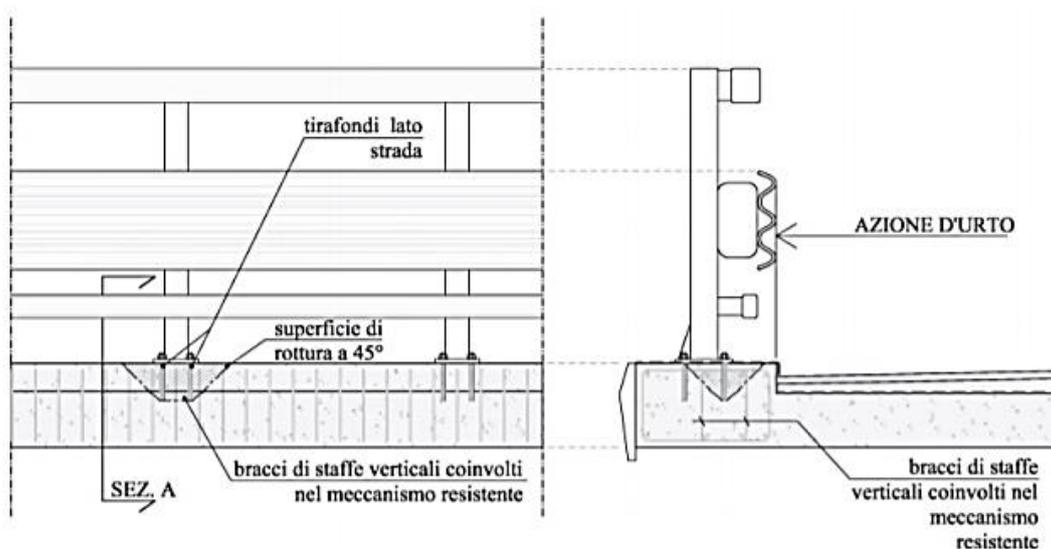
In dettaglio la forza orizzontale rappresenta l'azione di urto, che è pari a  $F=500/4=125$  kN (dove 4 è il numero di montanti della barriera). Le barre  $\Phi 8/20$  oppongono una resistenza a tale forza espressa dalla seguente relazione:

$$F_R = n \cdot \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_d}$$

Dove  $A_s$  è l'area della staffa e  $n$  è il numero di bracci presenti nel cono di diffusione. Nel caso in esame è stata assunta come base del cono di rottura la larghezza della piastra pari a 0,3m che permette di individuare in una larghezza collaborante pari a 0,9m, 4 ferri e 8 bracci. Conseguentemente si ha:

Verifiche Locali della Mensola in condizioni d'Urto - Azioni Orizzontali								
$F_{Urto}$	Largh. Cono	$L_{diffusa}$	Passo Ferri	$N^{\circ}_{bracci,TOT}$	$\phi$ [mm]	$A_s$	$F_{Rd}$	FS
[KN]	[m]	[m]	[m]			[mm <sup>2</sup> ]	[KN]	[-]
125.00	0.30	0.90	0.20	8	8	402.12	157.35	1.26

Per il secondo punto il cono di rottura che determina il numero di staffe e quindi di bracci verticali resistenti si determina secondo quanto riportato nella seguente figura, ipotizzando una diffusione a  $45^{\circ}$  a partire dall'interasse dei tirafondi tesi. La trazione agente nei tirafondi è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e da eventuali legature.



*Cono di diffusione verifica staffe verticali*

Ipotizzando un braccio di leva delle forze interne della piastra di base della barriera pari a  $l = 0,22\text{m}$  e un'altezza  $h$  della barriera sopra tale piastra di  $1.25\text{m}$ , si stima  $T_d$  come:

$$T_{ed} = \frac{N \cdot h}{l}$$

Si dispongono delle staffe  $\Phi 8/20$ . Ipotizzando una lunghezza dei tirafondi di almeno  $27\text{cm}$  (nonché l'interasse tra i due tirafondi tesi di  $0,22\text{m}$ ), risulta una lunghezza di diffusione trasversale pari a  $0,54\text{m}$  e longitudinale di  $0,76\text{m}$ . I bracci verticali compresi nel cono di diffusione sono quindi 6. Nel calcolare la resistenza delle staffe verticali si considera anche il contributo dei ferri longitudinali  $\Phi 18/10$  del paramento che sono accoppiati alle staffe. Pertanto si calcola la trazione resistente pari a:

$$T_{rd} = n \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

Verifiche Locali della Mensola in condizioni d'Urto - Azioni Verticali							
$M_{ed}$	$b_{\text{tirafondi}}$	$L_{\text{tirafondi}}$	$B_{\text{diff}}$	Ferri Paramento Considerati	$T_{ed}$	$T_{rd}$	FS
[KNm]	[m]	[m]	[m]		[KN]	[KN]	[-]
156.25*	0.22	0.27	0.54	Si	710.23	815.04	1.15

\* $M_{ed} = M_{urto}/4 = 625/4 = 156.25\text{kNm}$  (4 è il numero dei montanti della barriera)