

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.  
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

RFI – DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE  
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE:

MANDATARIA



MANDANTI



PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA  
RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.  
TRATTA PESCIA - LUCCA**

**06 - INTERFERENZE IDRAULICHE**

**Relazione geotecnica e di calcolo di tombini scatoari**

SCALA -

Foglio - di -

PROGETTO/ANNO

SOTTOPR.

LIVELLO

NOME DOC.

PROGR.OP.

FASE FUNZ.

NUMERAZ.

1 3 4 6 P O

S 1 1

P D

T G I N

0 0

0 1

E 0 0 3

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima emissione	G. Tanzi	18/09/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

L 5 4 2

SEDE TECN.

L 0 1 1 1 6

NOME DOC.

T B 0 0

NUMERAZ.

1 0 / 0 1

Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE .....</b>	<b>4</b>
2.1	LEGGI, NORME E RACCOMANDAZIONI .....	4
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO.....	5
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....	5
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE OPERE .....</b>	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI UTILIZZATI .....</b>	<b>7</b>
4.1	CALCESTRUZZO .....	7
4.2	ACCIAIO .....	7
4.3	STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE .....	7
<b>5</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>9</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE .....</b>	<b>11</b>
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (SLU DI TIPO GEO).....</b>	<b>13</b>
7.1	ANALISI DEI CARICHI .....	13
7.2	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE DEI TOMBINI .....	14
7.2.1	<i>Metodologia di calcolo .....</i>	<i>14</i>
7.2.2	<i>Risultati delle analisi .....</i>	<i>16</i>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (SLU DI TIPO STR).....</b>	<b>17</b>
8.1	GEOMETRIA .....	17
8.2	METODI DI CALCOLO .....	18
8.2.1	<i>Spinta attiva - Metodo di Coulomb .....</i>	<i>18</i>
8.2.2	<i>Spinta in presenza di falda.....</i>	<i>18</i>
8.2.3	<i>Spinta a Riposo.....</i>	<i>18</i>
8.2.4	<i>Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood.....</i>	<i>19</i>

8.2.5	Strategia di soluzione.....	19
8.3	CONDIZIONI DI CARICO .....	20
8.4	AZIONE SISMICA.....	23
8.5	COMBINAZIONI DI CARICO .....	24
8.6	IMPOSTAZIONI DI PROGETTO.....	34
8.7	INVILUPPO SPOSTAMENTI NODALI.....	36
8.8	INVILUPPO SOLLECITAZIONI NODALI .....	37
8.9	INVILUPPO PRESSIONI TERRENO.....	40
8.10	VERIFICHE.....	41
8.10.1	SLU.....	41
8.10.2	SLE.....	46
8.11	SCHEMA ARMATURE .....	50

## 1 PREMESSA

Il documento presente costituisce la relazione geotecnica e strutturale dei tombini scatolari, ubicati in corrispondenza di alcune progressive chilometriche della linea ferroviaria in oggetto, come indicato nei capitoli seguenti.

All'interno del documento saranno quindi descritti il modello geotecnico di riferimento per il dimensionamento delle fondazioni e la metodologia di calcolo adottata per le verifiche.

Mandatario

**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



## 2 RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE

Per la stesura della presente relazione, oltre che alle indicazioni contenute in leggi, norme e raccomandazioni di settore, si è fatto riferimento ai documenti progettuali e documenti bibliografici elencati in dettaglio ai paragrafi seguenti.

### 2.1 Leggi, norme e raccomandazioni

La presente relazione è stata redatta in conformità alle prescrizioni ed indicazioni contenute nelle leggi oggi in vigore che disciplinano la progettazione e l'esecuzione di opere geotecniche e che riguardano la protezione dal rischio sismico:

- legge 5 novembre 1971, n. 1086 (“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, compresso e a struttura metallica”);
- legge 2 febbraio 1974, n. 64 (“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”);
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia”);
- D.M. 14 gennaio 2008 (“Norme Tecniche per le Costruzioni”);
- Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 (“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”);
- D.M. 17 gennaio 2018 (“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”);
- D.P.G.R. 53/R/2011 “Regolamento di attuazione dell’articolo 62 della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) in materia di indagini geologiche”;
- D.G.R. Toscana del 26 maggio 2014, n. 421 “Aggiornamento dell’allegato 1 (elenco dei comuni) e dell’allegato 2 (mappa) della deliberazione GRT n. 878 dell’8 ottobre 2012, recante “Aggiornamento della classificazione sismica regionale in attuazione dell’O.P.C.M. 3519/2006 ed ai sensi del D.M. 14.01.2008 – Revoca della DGRT 431/2006” e cessazione di efficacia dell’elenco dei Comuni a Maggior Rischio Sismico della Toscana (DGRT 841/2007)”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto con esse non in contrasto, sono state prese a riferimento le indicazioni contenute nelle seguenti norme e raccomandazioni:

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, “Specifiche per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”, RFI (2011);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1 (“Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali”);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-2 (“Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo”);
- Eurocodice 8 UNI EN 1998-5 (“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica geotecnica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”);
- Linee guida a cura della Associazione Geotecnica Italiana (2005) (“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”);
- Raccomandazioni sui pali di fondazione (AGI, 1984);

## 2.2 Documenti di progetto

- [1] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Relazione geotecnica, Progetto definitivo
- [2] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Ponte ferroviario su Torrente Pescia di Collodi – km 22+011: planimetria, profilo e sezioni dell'opera Progetto definitivo
- [3] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Relazione sismica, Progetto definitivo

## 2.3 Riferimenti bibliografici

- [4] BISHOP, A. W. (1955). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, March, pp. 7-17
- [5] FELLENIUS, W. (1927), *Erdstatische berechnungen mit reibungund kohesion*. Ernest Verlag, Berlin
- [6] JANBU, N. (1973), *Slope stability computations*. In *The embankment dam engineering Casagrande volume*. John Wiley & Sons, pp. 47-86.
- [7] MORGESTERN N.R., PRICE V.E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surface*. Geotechnique, 15, pp. 70-93.
- [8] AZAM, G., & WANG, M. C. (1991). Bearing capacity of strip footing supported by two-layer c-phi soils. *Transportation Research Record* (1331).

### 3 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere in oggetto sono costituite da tombini scatolari in c.a., su fondazioni dirette.  
Le dimensioni caratteristiche dei tombini e le relative progressive chilometriche sono presentate nella tabella seguente.

N°	Progressiva	Dimensioni (m)	Quota in (m slm)	Quota out (m slm)	Spessore ricoprimento (m)
1	21+480,92	2,00x2,00	46,36	46,32	1,8
2	21+700,00	2,00x2,00	47,55	46,76	1,8
3	22+265,10	2,00x2,00	44,00	42,84	4,0
4	23+293,50	2,00x2,00	30,08	29,12	6,8
5	23+363,70	2,00x2,00	29,54	27,67	7,0
6	23+464,55	2,00x2,00	28,47	27,94	6,4
7	24+278,00	2,00x2,00	27,61	26,95	2,4
8	25+437,40	2,00x2,00	25,01	24,14	3,8
9	25+920,00	2,00x2,00	24,43	24,20	2,9
10	26+370,40	2,00x2,00	24,00	23,81	3,4
11	28+367,70	2,00x2,00	17,09	16,93	1,9
12	30+173,95	2,00x2,00	11,57	11,37	1,9
13	30+735,00	5,00x3,00	10,50	10,20	2,2
14	31+554,00	2,00x2,00	10,65	10,47	2,8
15	32+291,65	2,00x2,00	10,47	10,02	3,8
16	32+752,90	2,00x2,00	11,14	10,92	2,7
17	32+927,30	2,00x2,00	9,80	9,75	3,9
18	33+002,65	2,00x2,00	10,16	9,80	3,4
19	33+422,65	2,00x2,00	10,39	9,90	3,3
20	37+000,00	2,00x2,00	9,78	9,75	1,8
21	37+226,70	2,00x2,00	9,98	9,95	1,8

## 4 MATERIALI UTILIZZATI

### 4.1 CALCESTRUZZO

Tipo	C28/35
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione semplice dove $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$ ;	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m,$ $f_{cd} = 15.87 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice dove $\gamma_m = 1.5$	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m,$ $f_{ctd} = 1.29 \text{ N/mm}^2.$
Modulo elastico	$E_c = 32300 \text{ N/mm}^2 .$
Modulo di Poisson	$\nu = 0.20$
Densità di Massa	$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di Espansione Termica:	$\alpha = 1.00E-05 \text{ m/ } ^\circ\text{C}$
Classe di esposizione	XA1

### 4.2 ACCIAIO

B450 C (controllato in stabilimento)

$f_{yk}$	= 450 MPa tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd}$	= $f_{yk} / 1.15 = 391$ MPa tensione caratteristica di calcolo
$E_s$	= 210000 MPa modulo elastico
Stato limite di esercizio SLE:	
$\sigma_s = 0.8 f_{yk}$	= 360 MPa

### 4.3 STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione -

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Mandataria

Mandanti



I valori limite sono pari a:

$w_1 = 0.2 \text{ mm}$

$w_2 = 0.3 \text{ mm}$

$w_3 = 0.4 \text{ mm}$

Mandataria

**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



## 5 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il modello geotecnico di riferimento è ricavato dalle indagini e dalla caratterizzazione geotecnica descritta nella Relazione geotecnica.

In relazione all'ubicazione dei tombini lungo la tratta in esame, sono stati riconosciuti i seguenti terreni di fondazione:

N°	Progressiva	Terreno di fondazione (formazione)
1	21+480,92	granulare
2	21+700,00	granulare
3	22+265,10	granulare
4	23+293,50	granulare
5	23+363,70	granulare
6	23+464,55	coesivo (b)
7	24+278,00	coesivo (b)
8	25+437,40	coesivo (b)
9	25+920,00	coesivo (VILh)
10	26+370,40	coesivo (VILh)
11	28+367,70	coesivo (VILa)
12	30+173,95	coesivo (VILa)
13	30+735,00	granulare
14	31+554,00	granulare
15	32+291,65	granulare
16	32+752,90	coesivo (bna)
17	32+927,30	coesivo (bna)
18	33+002,65	coesivo (bna)
19	33+422,65	coesivo (bna)
20	37+000,00	coesivo (bna)
21	37+226,70	coesivo (bna)

In base alla relazione Geotecnica, i parametri geotecnici rappresentativi delle quattro tipologie dei materiali sono i seguenti:

Formazione	Materiale	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]
b, bna, VILa, VILh	granulare	19	35	0	-
b	coesivo	19	30	5	75
bna	coesivo	19	20	12	75
VILa	coesivo	19	27	10	100
VILh	coesivo	19	25	10	150

---

Si ritiene che la natura dei terreni alla quota di appoggio della fondazione dei tombini è tale per cui si potranno adottare fondazioni dirette dimensionate e verificate in accordo alla procedura descritta nel seguito.

Mandataria

**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



## 6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

La norma vigente (D.M. 17/01/2018) prescrive che per le fondazioni dirette e per le opere di sostegno, relative all'opera in esame, siano effettuate le verifiche di sicurezza (SLU), che sono relative alla resistenza dell'opera e del terreno con cui l'opera interagisce, e le verifiche di esercizio (SLE), che sono relative agli spostamenti dell'opera e del terreno con cui l'opera interagisce.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate secondo approcci di calcolo che prevedono l'applicazione dei coefficienti parziali per le azioni (A), per le resistenze del terreno (M) e per la resistenza del sistema geotecnico (R), combinati in modo diverso in funzione dell'approccio.

Le tabelle seguenti, estratte dalla norma vigente, riportano i diversi coefficienti parziali da adottare nelle possibili condizioni di interesse progettuale.

**Tabella 5.1 Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (Tabella 6.2.I delle Norme tecniche per le costruzioni)**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tabella 5.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle Norme tecniche per le costruzioni)**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 5.3 Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche di stabilità al sollevamento (Tabella 6.2.III delle Norme tecniche per le costruzioni)**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

**Tabella 5.4 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tabella 6.4.I delle Norme tecniche per le costruzioni)**

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

**Tabella 5.5 Coefficiente parziale per le resistenze del sistema geotecnico per verifiche di stabilità globale (Tabella 6.8.I delle Norme tecniche per le costruzioni)**

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

## 7 VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (SLU DI TIPO GEO)

Ai sensi delle Norme, le situazioni di interesse progettuale per le opere qui in esame, relativamente agli Stati Limite Ultimi (SLU) di tipo geotecnico (GEO) sono rappresentate da:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno.

Ai paragrafi seguenti si descrivono metodologia di calcolo, calcoli effettuati e risultati ottenuti.

### 7.1 Analisi dei carichi

In accordo alla specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili e ferroviarie (RFI 2011), le azioni variabili da traffico ferroviario da portare in conto sono quelle dovute al treno di carico SW2, pari a 150 kN/m, senza incremento dinamico nel caso in cui il ricoprimento sia maggiore di 2,5m.

Tale azione corrisponde ad un carico distribuito (azione variabile) di valore caratteristico  $q = 54,15$  kPa in corrispondenza di ciascun binario.

Nella tabella seguente sono riportati i carichi verticali di progetto agenti all'intradosso della fondazione di ogni tombino, i quali includono il peso proprio dell'opera, i pesi permanenti portati del ricoprimento e ballast e i carichi variabili. I calcoli sono riferiti ad una larghezza tipica del rilevato pari a 25m.

N°	Progressiva	Carico verticale (kN/m)
1	21+480,92	409
2	21+700,00	409
3	22+265,10	536
4	23+293,50	747
5	23+363,70	747
6	23+464,55	747
7	24+278,00	409
8	25+437,40	536
9	25+920,00	536
10	26+370,40	536
11	28+367,70	409
12	30+173,95	409
13	30+735,00	784
14	31+554,00	536
15	32+291,65	536
16	32+752,90	409
17	32+927,30	536
18	33+002,65	536
19	33+422,65	536
20	37+000,00	409
21	37+226,70	409

Per le condizioni sismiche, il metodo utilizzato per il calcolo della spinta è quello pseudo statico noto come "metodo di Mononobe-Okabe" (Mononobe e Matsuo, 1929; Okabe,

Mandataria

Mandanti

1926), che concettualmente costituisce l'estensione del criterio di Coulomb in campo dinamico. Il metodo assume che il cuneo compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro si comporti come un corpo rigido soggetto ad accelerazione orizzontale e verticale uniformi all'interno del cuneo, valutate secondo l'espressione fornita al par. 7.11.6.2.1 del DM 17/01/2018:

$$a_h = k_h \cdot g = a_{\max} \cdot g$$

$$a_v = k_v \cdot g = \pm 0,5 \cdot a_{\max}$$

Ponendo per tutta la tratta in progetto  $a_{\max} = S \cdot a_g = 1,773 \cdot 0,155g = 0.275g$ , si perviene ai seguenti valori dei coefficienti sismici:

$$k_H = 0,275;$$

$$k_V = \pm 0,138.$$

Per questa verifica, si sono utilizzati i valori di resistenza residui dei materiali interessati dal meccanismo di rottura.

## 7.2 Capacità portante delle fondazioni dirette dei tombini

### 7.2.1 Metodologia di calcolo

La verifica si esegue confrontando il carico trasmesso al terreno dalla fondazione del muro con la resistenza del terreno (carico limite unitario).

Il carico limite unitario ( $q_{LIM}$ ), nelle verifiche qui presentate, è valutato con la formula generale di Brinch Hansen per fondazioni nastriformi, che viene scritta come segue. I valori dei fattori sono valutati con le formule proposte da Vesic (1975), a cui si rimanda per maggiori dettagli.

Le verifiche, in accordo al DM 17/01/2018, sono effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (coefficienti A1+M1+R3). Il coefficiente R3 è uguale a 2.3 (Tabella 5.5), e il fattore di sicurezza dovrà quindi essere almeno uguale a 2.3.

#### Terreni granulari o coesivi compatti – verifica in condizioni drenate

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

dove:

$q_{lim}$  pressione limite caratteristica, riferita all'area efficace della fondazione

$B'L'$  area efficace della fondazione

$B' = B - 2e_B$  dimensione efficace minore della fondazione

$e_B$  componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a B

$L'=L - 2e_L$  dimensione efficace maggiore della fondazione

$e_L$  componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a L

$N_{\gamma}, N_c, N_q$  fattori di capacità portante

$s_{\gamma}, s_c, s_q$  fattori di forma della fondazione

$i_{\gamma}, i_c, i_q$  fattori di inclinazione del carico

$d_{\gamma}, d_c, d_q$  fattori di affondamento della fondazione

$b_{\gamma}, b_c, b_q$  fattori di inclinazione della fondazione

$g_{\gamma}, g_c, g_q$  fattori di inclinazione del terreno

Mandataria

Mandanti

$\gamma'$	peso di volume efficace
$\phi'$	angolo di attrito
$c'$	coesione efficace
$q' = \gamma' h$	pressione efficace alla quota di imposta della fondazione
$h$	profondità dal piano campagna del piano di imposta della fondazione
$N$	carico agente in direzione normale alla base della fondazione
$H_B$	carico agente in direzione parallela al lato minore della fondazione
$\alpha_B$	angolo d'inclinazione del piano di imposta della fondazione nella direzione di B
$\omega_B$	angolo di inclinazione del piano campagna nella direzione di B

### Terreni coesivi teneri – verifica in condizioni non drenate

$$q_{lim} = (\pi + 2)C_u(1 + s_c + d_c + i_c) + q$$

dove:

$q_{lim}$	pressione limite caratteristica, riferita all'area efficace della fondazione
$B'L'$	area efficace della fondazione
$B' = B - 2e_B$	dimensione efficace minore della fondazione
$e_B$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a B
$L' = L - 2e_L$	dimensione efficace maggiore della fondazione
$e_L$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a L
$C_u$	resistenza al taglio non drenata
$s_c$	fattori di forma della fondazione
$i_c$	fattori di inclinazione del carico
$d_c$	fattori di affondamento della fondazione
$\gamma$	peso di volume del terreno
$\phi'$	angolo di attrito
$c'$	coesione efficace
$q = \gamma h$	pressione verticale totale alla quota di imposta della fondazione
$H_B$	carico agente in direzione parallela al lato minore della fondazione
$N$	carico agente in direzione normale alla base della fondazione

### Terreni stratificati

Nel caso di particolare di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, la valutazione delle portate limite verrà effettuata con i metodi semplificati riportati ad esempio in Azam & Wang ([8]):

$$q_{lim} = q_t + (q_b - q_t)[1 - m(h/B)]^2$$

Dove:

$q_{lim}$	pressione limite caratteristica di terreni stratificati, riferita all'area efficace della fondazione
$q_t$	pressione limite caratteristica dello strato superiore considerato infinitamente spesso
$q_b$	pressione limite caratteristica dello strato inferiore considerato infinitamente spesso

Mandataria

Mandanti



m = 0.3      fattore di stratificazione  
h              spessore strato superiore  
B              dimensione minore della fondazione

### 7.2.2 Risultati delle analisi

Dati i carichi indicati in precedenza, si sono ottenuti i valori della resistenza ultima per capacità portante,  $q_{LIM}$ , e i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari casi esaminati riportati in Tabella 6-1. A seconda della natura dei terreni nel volume significativo le analisi sono riferite alle condizioni drenate (D) o non drenate (ND). Per il tombino alla progressiva 23+464,55 la capacità portante è stata valutata considerando 4m di materiale coesivo (b) sovrastanti materiale granulare.

**Tabella 6-1 Valori di resistenza ultima ottenuti dai calcoli e fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di capacità portante (SLU-GEO)**

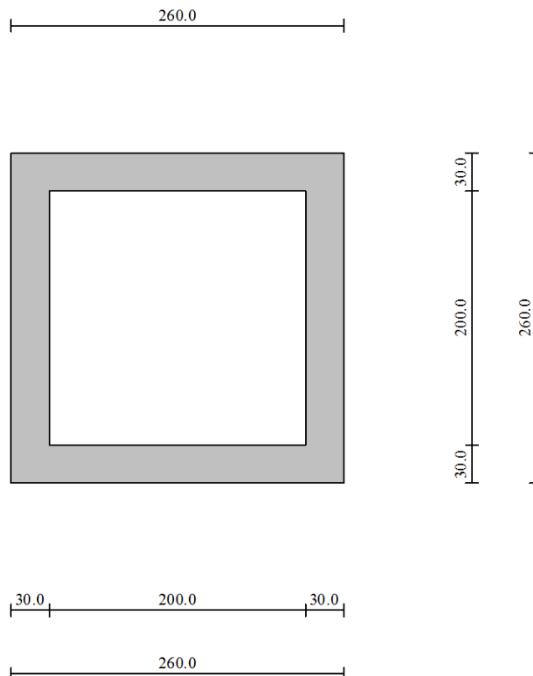
N°	Progressiva	$q_{LIM}$ (kPa)		Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)	
		Statica	Sismica $k_v > 0$	Statica	Sismica $k_v > 0$
1	21+480,92	2585	1231	16,4 (D)	7,2 (D)
2	21+700,00	2585	1231	16,4 (D)	7,2 (D)
3	22+265,10	3674	1660	17,8 (D)	7,3 (D)
4	23+293,50	5168	2282	18,0 (D)	7,1 (D)
5	23+363,70	5168	2282	18,0 (D)	7,1 (D)
6	23+464,55	3229	2128	11,2 (ND)	6,7 (ND)
7	24+278,00	640	565	4,1 (ND)	3,3 (ND)
8	25+437,40	707	583	3,4 (ND)	2,6 (ND)
9	25+920,00	1289	678	6,3 (ND)	3,0 (D)
10	26+370,40	1289	678	6,3 (ND)	3,0 (D)
11	28+367,70	826	618	5,3 (ND)	3,6 (D)
12	30+173,95	826	618	5,3 (ND)	3,6 (D)
13	30+735,00	3915	1748	28,0 (D)	11,4 (D)
14	31+554,00	3674	1660	17,8 (D)	7,3 (D)
15	32+291,65	3674	1660	17,8 (D)	7,3 (D)
16	32+752,90	640	477	4,1 (ND)	2,8 (D)
17	32+927,30	707	582	3,4 (ND)	2,6 (D)
18	33+002,65	707	582	3,4 (ND)	2,6 (D)
19	33+422,65	707	582	3,4 (ND)	2,6 (D)
20	37+000,00	640	477	4,1 (ND)	2,8 (D)
21	37+226,70	640	477	4,1 (ND)	2,8 (D)

(\*) Analisi in condizioni drenate (D) o non drenate (ND), riferito ai parametri dei depositi coesivi

La capacità portante è quindi verificata con i requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo  $\gamma_{R,min} \geq 2,3$ .

## 8 VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (SLU DI TIPO STR)

### 8.1 Geometria



**Figura 1 – Geometria muro**

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	2.60	[m]
Larghezza esterna	2.60	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.30	[m]
Spessore piedritto destro	0.30	[m]
Spessore fondazione	0.30	[m]
Spessore trasverso	0.30	[m]

## 8.2 Metodi di calcolo

### 8.2.1 Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume  $\gamma$ , su una parete di altezza  $H$ , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

$K_a$  rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

dove  $\phi$  è l'angolo d'attrito del terreno,  $\alpha$  rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ( $\alpha = 90^\circ$  per parete verticale),  $\delta$  è l'angolo d'attrito terreno-parete,  $\beta$  è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete  $\delta$  rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ( $1/3 H$  rispetto alla base della parete). L'espressione di  $K_a$  perde di significato per  $\beta > \phi$ . Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione  $c$  l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità  $z$  vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

### 8.2.2 Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove  $\gamma_{sat}$  è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e  $\gamma_w$  è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

### 8.2.3 Spinta a Riposo

Mandataria

Mandanti

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

dove  $\phi$  rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfilco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità  $z$  e la spinta totale sulla parete di altezza  $H$  valgono

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$
$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H$$

dove  $p_v$  è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta.

#### 8.2.4 Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide. Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$
$$\alpha = a_g / g * S_s * \beta_m * S_t$$

$H$  è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

#### 8.2.5 Strategia di soluzione

A partire dal tipo di terreno, dalla geometria e dai sovraccarichi agenti il programma è in grado di conoscere tutti i carichi agenti sulla struttura per ogni combinazione di carico.

La struttura scatolare viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi.

Il terreno di rinfilco e di fondazione viene invece schematizzato con una serie di elementi molle non reagenti a trazione (modello di Winkler). L'area della singola molla è direttamente proporzionale alla costante di Winkler del terreno e all'area di influenza della molla stessa.

A partire dalla matrice di rigidità del singolo elemento,  $K_e$ , si assembla la matrice di rigidità di tutta la struttura  $K$ . Tutti i carichi agenti sulla struttura vengono trasformati in carichi nodali (reazioni di incastro perfetto) ed inseriti nel vettore dei carichi nodali  $p$ .

Indicando con  $u$  il vettore degli spostamenti nodali (incogniti), la relazione risolutiva può essere scritta nella forma

$$K u = p$$

Da questa equazione matriciale si ricavano gli spostamenti incogniti  $u$

$$u = K^{-1} p$$

Noti gli spostamenti nodali è possibile risalire alle sollecitazioni nei vari elementi.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare.

Il successivo calcolo delle armature nei vari elementi viene condotto tenendo conto delle condizioni più gravose che si possono verificare nelle sezioni fra tutte le combinazioni di carico.

### 8.3 Condizioni di carico

#### Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura  
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso  
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra  
 Coppie concentrate positive se antiorarie  
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra  
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto  
 Carichi concentrati espressi in kN  
 Coppie concentrate espressi in kNm  
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

#### Simbologia adottata e unità di misura

##### Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati  
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati  
 $F_y$  componente Y del carico concentrato  
 $F_x$  componente X del carico concentrato  
 M momento

##### Forze distribuite

$X_i, X_f$  ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali  
 $Y_i, Y_f$  ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali  
 $V_{ni}$  componente normale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{nf}$  componente normale del carico distribuito nel punto finale  
 $V_{ti}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale  
 $V_{tf}$  componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale  
 $D_{te}$  variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi  
 $D_{ti}$  variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

#### Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

#### Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

#### Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

#### Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

#### Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

#### Condizione di carico n°6 (Spinta falda)

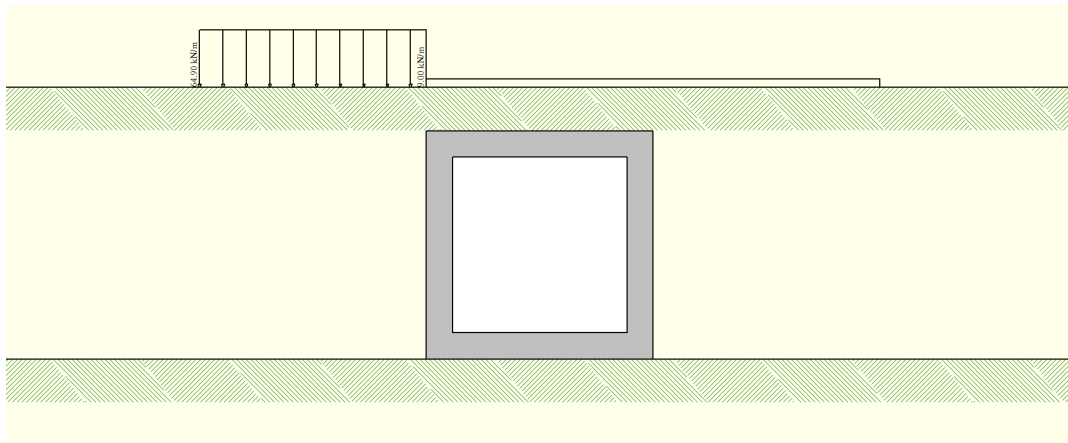
Il carico stradale è stato ricavato distribuendo il carico tandem ( $2Q_{1k}$ ) attraverso la pavimentazione (e attraverso la soletta di copertura dello scatolare, fino all'asse dell'elemento), con una pendenza di  $45^\circ$ . A questo carico è stato aggiunto il carico distribuito  $q_{1k}$ .

#### Condizione di carico n° 7 (Carico stradale 1)

Distr	Terreno	$X_i = -2.60$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 64.90$	$V_{nf} = 64.90$
Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$

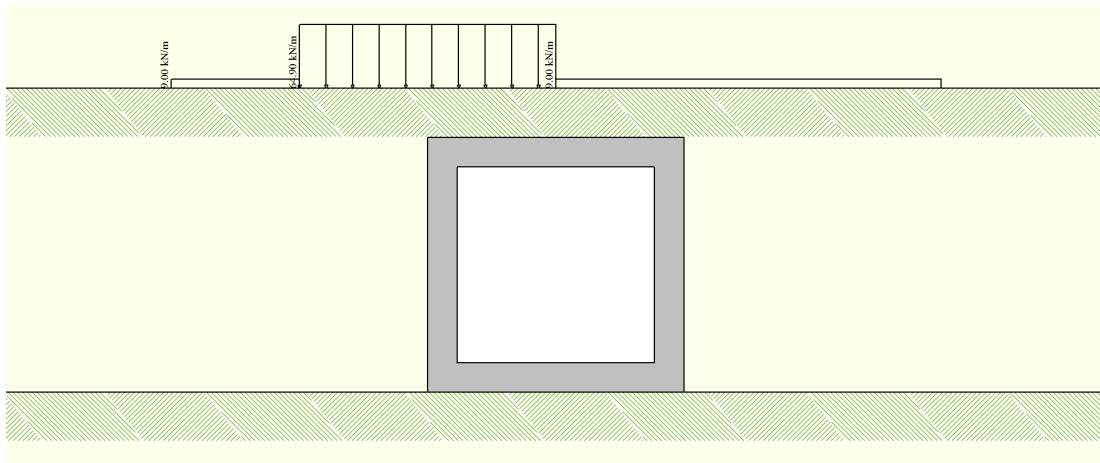
Mandataria

Mandanti



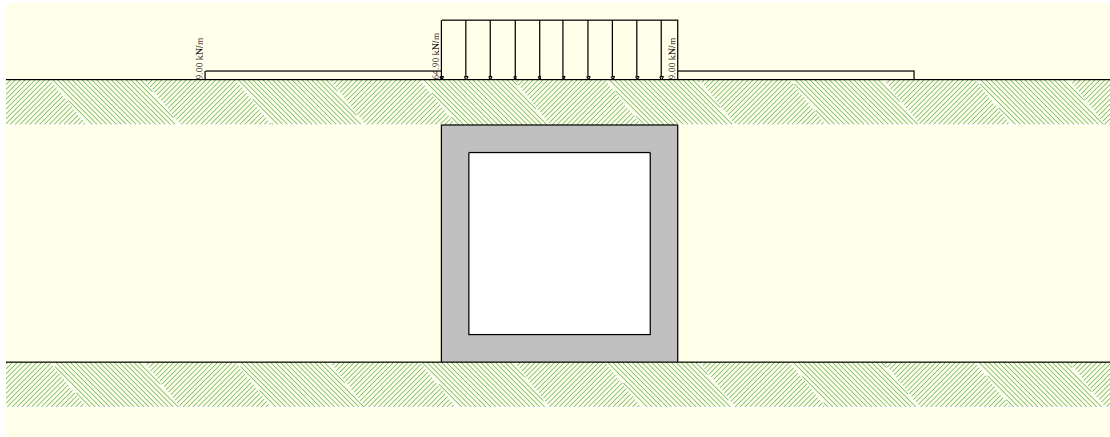
**Condizione di carico n° 8 (Carico stradale 2)**

Distr	Terreno	$X_i = -1.30$	$X_f = 1.30$	$V_{ni} = 64.90$	$V_{nf} = 64.90$
Distr	Terreno	$X_i = -2.60$	$X_f = -1.30$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$
Distr	Terreno	$X_i = 1.30$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$



**Condizione di carico n° 9 (Carico stradale 3)**

Distr	Terreno	$X_i = 0.00$	$X_f = 2.60$	$V_{ni} = 64.90$	$V_{nf} = 64.90$
Distr	Terreno	$X_i = -2.60$	$X_f = 0.00$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$
Distr	Terreno	$X_i = 2.60$	$X_f = 5.20$	$V_{ni} = 9.00$	$V_{nf} = 9.00$



Mandataria

Mandanti

Mandataria

**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



## 8.4 Azione sismica

### Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	1.70 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.44
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) =$	5.98
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h =$	2.99

### Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.69 [m/s <sup>2</sup> ]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione ( $\beta_m$ )	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento) $k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S_s) =$	1.89
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento) $k_v=0.50 * k_h =$	0.95
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Wood



## 8.5 Combinazioni di carico

### Simbologia adottata

- $\gamma$  Coefficiente di partecipazione della condizione  
 $\Psi$  Coefficiente di combinazione della condizione  
 $C$  Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

### Simbologia adottata

- $\gamma_{G1sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti  
 $\gamma_{G1fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti  
 $\gamma_{G2sfav}$  Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali  
 $\gamma_{G2fav}$  Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali  
 $\gamma_Q$  Coefficiente parziale sulle azioni variabili  
 $\gamma_{\tan\phi'}$  Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato  
 $\gamma_{c'}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata  
 $\gamma_{cu}$  Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata  
 $\gamma_{qu}$  Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

### Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35	1.15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1.00	1.00

### Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00

Mandataria

Mandanti

Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

**Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.35	1.15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito		$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace		$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata		$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale		$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume		$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

**Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche**

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1sfav}$	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G2fav}$	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G2sfav}$	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qfav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Qsfav}$	1.00	1.00

Mandataria

Mandanti

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	$\gamma_{qu}$	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.00	1.00

Coeff. di combinazione  $\Psi_0= 0.75$   $\Psi_1= 0.75$   $\Psi_2= 0.20$

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35

Mandataria

Mandanti

Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico stradale 1	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 1	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico stradale 2	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 2	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno sinistra	1.35	1.00	1.35
Spinta terreno destra	1.35	1.00	1.35
Spinta falda	1.35	1.00	1.35
Carico stradale 3	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 3	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

Mandatara

Mandanti

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 1	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 1	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 1	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00

Mandataria

Mandanti

Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 1	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 17 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo**

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 18 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo**

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 19 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo**

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 2	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 20 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo**

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

**Combinazione n° 21 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo**

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 2	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Mandataria

Mandanti

Combinazione n° 22 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 2	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 2	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00

Mandataria

Mandanti

Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 3	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 28 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 30 SLU (Caso A1-M1) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 3	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 31 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 32 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. positivo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 3	1.00	0.50	0.50

Mandataria

Mandanti



Sisma da sinistra                      1.00              1.00              1.00

Combinazione n° 33 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 3	1.00	0.50	0.50
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 34 SLU (Caso A2-M2) - Sisma Vert. negativo

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 35 SLE (Quasi Permanente)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 3	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 36 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 1	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 37 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 2	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 38 SLE (Frequente)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>

Mandataria

Mandanti

Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 3	1.00	0.75	0.75
<u>Combinazione n° 39 SLE (Rara)</u>			

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 1	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 40 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 2	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 41 SLE (Rara)

	$\gamma$	$\Psi$	<b>C</b>
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Carico stradale 3	1.00	1.00	1.00

## 8.6 Impostazioni di progetto

### Verifica materiali:

#### **Stato Limite Ultimo**

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c$	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

### Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
$b_w$	larghezza minima sezione [mm]
$\sigma_{cp}$	tensione media di compressione [N/mm <sup>2</sup> ]
$\rho_l$	rapporto geometrico di armatura
$A_{sw}$	area armatura trasversale [mm <sup>2</sup> ]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo, funzione di $f_{cd}$ e $\sigma_{cp}$

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

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

#### **Stato Limite di Esercizio**

### Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente moderatamente aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) 0.60  $f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) 0.45  $f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) 0.80  $f_{yk}$

### Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure  $w_1=0.20$   $w_2=0.30$   $w_3=0.40$

### Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Mandataria

Mandanti

Copriferro sezioni 4.00 [cm]

Mandataria

**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



## 8.7 Inviluppo spostamenti nodali

### Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0.15	0.0004	0.3516	0.1297	0.5508
0.75	0.0002	0.3510	0.1293	0.5292
1.30	0.0000	0.3505	0.1293	0.5200
1.85	-0.0003	0.3500	0.1319	0.5292
2.38	-0.0006	0.3494	0.1353	0.5508

### Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0.15	0.0002	0.3177	0.1304	0.5541
0.80	0.0001	0.3171	0.1323	0.5748
1.30	0.0000	0.3167	0.1338	0.5817
1.80	-0.0002	0.3163	0.1347	0.5748
2.45	-0.0004	0.3158	0.1360	0.5541

### Inviluppo spostamenti piedritto sinistro

Y [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0.15	0.0004	0.3516	0.1297	0.5508
1.30	-0.0131	0.3098	0.1301	0.5525
2.45	0.0002	0.3177	0.1304	0.5541

### Inviluppo spostamenti piedritto destro

Y [m]	u <sub>Xmin</sub> [cm]	u <sub>Xmax</sub> [cm]	u <sub>Ymin</sub> [cm]	u <sub>Ymax</sub> [cm]
0.15	-0.0006	0.3494	0.1353	0.5508
1.30	-0.0021	0.2817	0.1357	0.5525
2.45	-0.0004	0.3158	0.1360	0.5541

## 8.8 Inviluppo sollecitazioni nodali

### Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.15	-45.68	-12.44	-145.27	-34.70	30.31	93.30
0.75	-4.93	28.83	-64.14	-15.66	30.31	93.30
1.30	2.84	47.90	-0.90	5.91	30.31	93.30
1.85	-1.99	28.83	18.24	76.16	30.31	93.30
2.45	-37.67	-12.44	34.86	145.27	30.31	93.30

### Inviluppo sollecitazioni traverso

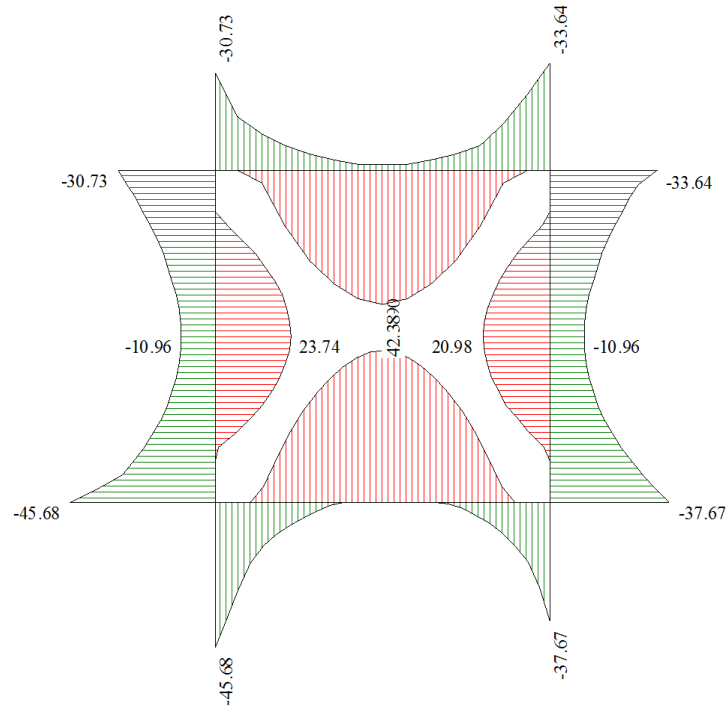
X [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.15	-30.73	-7.05	19.18	127.15	15.58	78.23
0.80	-5.11	28.56	8.28	55.28	15.58	78.23
1.30	-1.62	42.38	-25.21	0.14	15.58	78.23
1.80	-4.97	28.56	-55.28	-8.49	15.58	78.23
2.45	-33.64	-7.05	-127.15	-19.40	15.58	78.23

### Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

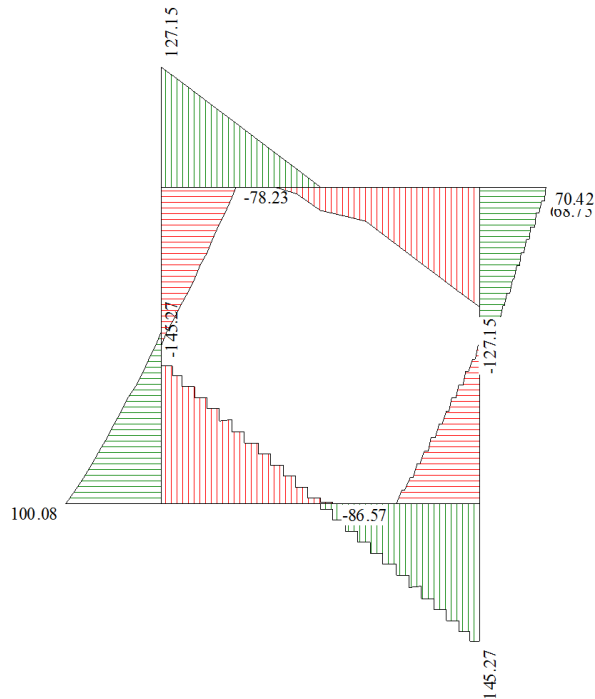
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.15	-45.68	-12.44	30.32	100.08	35.92	150.44
1.30	-10.96	23.74	-0.58	5.43	27.55	138.79
2.45	-30.73	-7.05	-78.23	-15.58	19.18	127.15

### Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

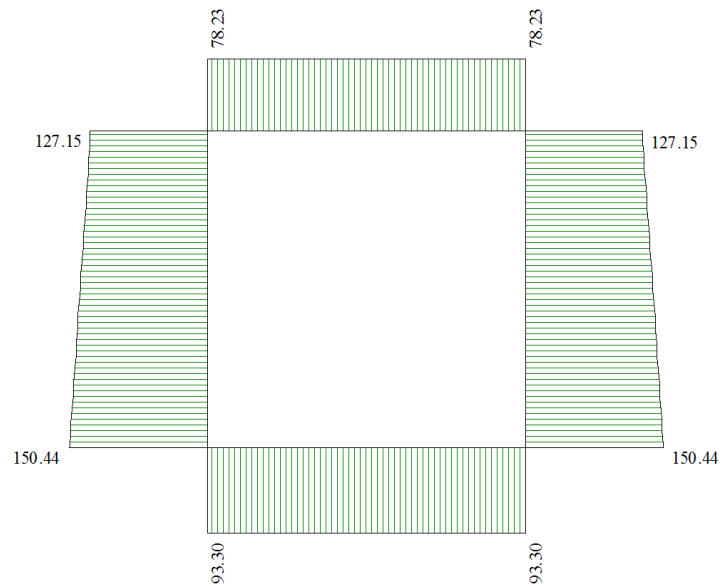
Y [m]	M <sub>min</sub> [kNm]	M <sub>max</sub> [kNm]	V <sub>min</sub> [kN]	V <sub>max</sub> [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
0.15	-37.67	-12.44	-86.57	-30.32	36.13	150.44
1.30	-10.96	20.98	0.12	9.45	27.77	138.79
2.45	-33.64	-7.05	15.58	70.42	19.40	127.15



**Figura 2 – Involucro momento**



**Figura 3 – Involucro taglio**



**Figura 4 – Inviluppo sforzo normale**



## 8.9 Inviluppo pressioni terreno

X [m]	$\sigma_{\text{tmin}}$ [MPa]	$\sigma_{\text{tmax}}$ [MPa]
0.15	0.032	0.138
0.75	0.032	0.132
1.30	0.032	0.130
1.85	0.033	0.132
2.45	0.034	0.138

## 8.10 Verifiche

### 8.10.1 SLU

#### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione                      B = 100 cm  
Altezza sezione                  H = 30.00 cm

<b>X</b>	<b>A<sub>fi</sub></b>	<b>A<sub>fs</sub></b>	<b>CS</b>
0.15	10.05	10.05	2.73
0.75	10.05	10.05	2.53
1.30	10.05	10.05	2.29
1.85	10.05	10.05	2.36
2.45	10.05	10.05	2.73

Armatura a taglio: spilli  $\phi 10/20 \times 20$

### Determinazione della resistenza a taglio

Larghezza sezione	$b =$	100 cm
Altezza sezione	$h =$	30 cm
Copriferro di calcolo	$c =$	4.0 cm
Area di una staffa	$A_s =$	0.79 cm <sup>2</sup>
Numero bracci	$nb =$	5
$A_s \times nb =$	$A_{sw} =$	3.95 cm <sup>2</sup>
Passo delle staffe	$p =$	20 cm
Inclinazione del puntone compresso	$\theta =$	45 °
Angolo inclinazione staffe	$\alpha =$	90 °
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0 kN
Coefficiente di maggiorazione $f(N_{ed})$	$\alpha_c =$	1.00
Braccio delle armature	$d =$	26 cm
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} =$	82.31 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.00 daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio-trazione	$V_{Rsd} =$	180.84 kN
Resistenza a taglio-compressione	$V_{Rcd} =$	963.01 kN
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	<b>180.84 kN</b>

Taglio resistente  $V_{Rd} = 180.84 \text{ kN} >$  Taglio agente  $V_{Ed} = 145.44 \text{ kN}$

### Verifica sezioni trasverso (Inviluppo)

Base sezione  $B = 100 \text{ cm}$   
Altezza sezione  $H = 30.00 \text{ cm}$

<b>X</b>	<b>A<sub>fi</sub></b>	<b>A<sub>fs</sub></b>	<b>CS</b>
0.15	10.05	10.05	3.55
0.80	10.05	10.05	2.54
1.30	10.05	10.05	2.49
1.80	10.05	10.05	2.54
2.45	10.05	10.05	3.55

Armatura a taglio: spilli  $\phi 10/40 \times 40$

**Determinazione della resistenza a taglio**

Larghezza sezione	$b =$	100.0 cm
Altezza sezione	$h =$	30.0 cm
Copriferro di calcolo	$c =$	4.0 cm
Braccio delle armature	$d =$	26.0 cm
Armatura longitudinale	$A_{sl} =$	10.1 cm <sup>2</sup>
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0.00 kN
Rapporto geometrico arm. longitudinale	$\rho_1 =$	0.004
	$k =$	1.88
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	290.5 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.0 daN/cm <sup>2</sup>
	$v_{min} =$	4.85 daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	<b>131.14 kN</b>

Taglio resistente  $V_{Rd} = 131.14 \text{ kN} >$  Taglio agente  $V_{Ed} = 127.15 \text{ kN}$

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione  $B = 100 \text{ cm}$   
 Altezza sezione  $H = 30.00 \text{ cm}$

Y	$A_{fi}$	$A_{fs}$	CS
0.15	10.05	10.05	3.06
1.30	10.05	10.05	5.19
2.45	10.05	10.05	3.23

Mandataria

Mandanti

Armatura a taglio: spilli  $\phi 10/40 \times 40$

**Determinazione della resistenza a taglio**

Larghezza sezione	$b =$	100.0 cm
Altezza sezione	$h =$	30.0 cm
Copriferro di calcolo	$c =$	4.0 cm
Braccio delle armature	$d =$	26.0 cm
Armatura longitudinale	$A_{sl} =$	10.1 cm <sup>2</sup>
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{ed} =$	0.00 kN
Rapporto geometrico arm. longitudinale	$\rho_l =$	0.004
	$k =$	1.88
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	290.5 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.0 daN/cm <sup>2</sup>
	$v_{min} =$	4.85 daN/cm <sup>2</sup>
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	<b>131.14 kN</b>

Taglio resistente  $V_{Rd} = 131.14 \text{ kN} >$  Taglio agente  $V_{Ed} = 100.08 \text{ kN}$

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione	$B =$	100 cm
Altezza sezione	$H =$	30.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	CS
0.15	10.05	10.05	4.10
1.30	10.05	10.05	6.04
2.45	10.05	10.05	3.69

Armatura a taglio: spilli  $\phi 10/40 \times 40$

### Determinazione della resistenza a taglio

Larghezza sezione	$b =$	100.0 cm
Altezza sezione	$h =$	30.0 cm
Copriferro di calcolo	$c =$	4.0 cm
Braccio delle armature	$d =$	26.0 cm
Armatura longitudinale	$A_{sl} =$	10.1 cm <sup>2</sup>
Sforzo di compressione agente (+)	$N_{cd} =$	0.00 kN

Rapporto geometrico arm. longitudinale	$\rho_1 =$	0.004
	$k =$	1.88
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	290.5 daN/cm <sup>2</sup>
Tensione di compressione	$\sigma_{cp} =$	0.0 daN/cm <sup>2</sup>
	$v_{min} =$	4.85 daN/cm <sup>2</sup>

Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	131.14 kN
-----------------------------------	------------	-----------

Taglio resistente  $V_{Rd} = 131.14$  kN > Taglio agente  $V_{Ed} = 86.57$  Kn

### 8.10.2 SLE

#### Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione                      B = 100 cm  
Altezza sezione                  H = 30.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.15	10.05	10.05	3.575	111.624	28.198
0.75	10.05	10.05	2.254	17.398	72.831
1.30	10.05	10.05	3.725	26.869	132.674
1.85	10.05	10.05	2.254	17.398	72.831
2.45	10.05	10.05	2.937	100.542	21.804

#### Fessurazione – SLE quasi permanente



The screenshot shows the 'SLE (Quasi Permanente)' software window. It displays a table with columns: N\*, x[m], A<sub>fi</sub>[cmq], A<sub>fs</sub>[cmq], Mpj[kNm], M[kNm], Epsm(%), sm[mm], and w[mm]. The data rows correspond to the values in the table above. At the bottom, it indicates 'Ambiente: moderatamente aggressivo', 'Armatura: poco sensibile', and '35 SLEQ'. Limit values are shown as w<sub>max</sub> = 0.000 mm and w<sub>lim</sub> = 0.200 mm.

#### Fessurazione – SLE frequente



The screenshot shows the 'SLE (Frequente)' software window. It displays a table with columns: N\*, x[m], A<sub>fi</sub>[cmq], A<sub>fs</sub>[cmq], Mpj[kNm], M[kNm], Epsm(%), sm[mm], and w[mm]. The data rows correspond to the values in the table above. At the bottom, it indicates 'Ambiente: moderatamente aggressivo', 'Armatura: poco sensibile', and '37 SLEF'. Limit values are shown as w<sub>max</sub> = 0.055 mm and w<sub>lim</sub> = 0.300 mm.

#### Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione                      B = 100 cm

Mandataria

Mandanti

Altezza sezione H = 30.00 cm

X	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.15	10.05	10.05	2.389	17.133	85.696
0.80	10.05	10.05	2.221	78.868	16.060
1.30	10.05	10.05	3.284	122.308	22.868
1.80	10.05	10.05	2.221	78.868	16.060
2.45	10.05	10.05	2.632	20.844	85.696

### Fessurazione – SLE quasi permanente

SLE (Quasi Permanente)									
Fondazione Piedritto Sinistro Piedritto Centrale Piedritto Destro Traverso									
N*	x[m]	A <sub>fi</sub> [cmq]	A <sub>fs</sub> [cmq]	M <sub>pf</sub> [kNm]	M[kNm]	E <sub>psm</sub> (%)	sm[mm]	w[mm]	
1	0.15	10.05	10.05	-26.0828	-10.1762	0.0000	0.00	0.000	
2	0.30	10.05	10.05	-26.0828	-5.3420	0.0000	0.00	0.000	
3	0.47	10.05	10.05	-26.0828	-0.7617	0.0000	0.00	0.000	
4	0.63	10.05	10.05	26.0828	2.9858	0.0000	0.00	0.000	
5	0.80	10.05	10.05	26.0828	5.9005	0.0000	0.00	0.000	
6	0.97	10.05	10.05	26.0828	7.9825	0.0000	0.00	0.000	
7	1.13	10.05	10.05	26.0828	9.2316	0.0000	0.00	0.000	
8	1.30	10.05	10.05	26.0828	9.6480	0.0000	0.00	0.000	
9	1.47	10.05	10.05	26.0828	9.2316	0.0000	0.00	0.000	

Ambiente: moderatamente aggressivo  
 Armatura: poco sensibile

35 SLEQ

w<sub>max</sub> = 0.000 mm  
 w<sub>lim</sub> = 0.200 mm

### Fessurazione – SLE frequente

SLE (Frequente)									
Fondazione Piedritto Sinistro Piedritto Centrale Piedritto Destro Traverso									
N*	x[m]	A <sub>fi</sub> [cmq]	A <sub>fs</sub> [cmq]	M <sub>pf</sub> [kNm]	M[kNm]	E <sub>psm</sub> (%)	sm[mm]	w[mm]	
1	0.15	10.05	10.05	-26.0828	-18.8306	0.0000	0.00	0.000	
2	0.30	10.05	10.05	-26.0828	-8.2405	0.0000	0.00	0.000	
3	0.47	10.05	10.05	26.0828	1.7932	0.0000	0.00	0.000	
4	0.63	10.05	10.05	26.0828	10.0026	0.0000	0.00	0.000	
5	0.80	10.05	10.05	26.0828	16.3876	0.0000	0.00	0.000	
6	0.97	10.05	10.05	26.0828	20.9484	0.0000	0.00	0.000	
7	1.13	10.05	10.05	26.0828	23.6849	0.0000	0.00	0.000	
8	1.30	10.05	10.05	26.0828	24.5970	0.0000	0.00	0.000	
9	1.47	10.05	10.05	26.0828	23.6849	0.0000	0.00	0.000	

Ambiente: moderatamente aggressivo  
 Armatura: poco sensibile

38 SLEF

w<sub>max</sub> = 0.000 mm  
 w<sub>lim</sub> = 0.300 mm

### Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm  
 Altezza sezione H = 30.00 cm

Mandataria

Mandanti



Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.15	10.05	10.05	3.579	30.081	99.752
1.30	10.05	10.05	1.859	56.215	14.945
2.45	10.05	10.05	2.393	22.193	56.788

### Fessurazione – SLE quasi permanente

SLE (Quasi Permanente)								
Fondazione: Piedritto Sinistro   Piedritto Centrale   Piedritto Destro   Trasverso								
N*	x[m]	A <sub>fi</sub> [cmq]	A <sub>fs</sub> [cmq]	M <sub>pf</sub> [kNm]	M[kNm]	E <sub>psm</sub> (%)	s <sub>m</sub> [mm]	w[mm]
1	0.15	10.05	10.05	-26.0828	-15.5107	0.0000	0.00	0.000
2	0.25	10.05	10.05	-26.0828	-12.6412	0.0000	0.00	0.000
3	0.34	10.05	10.05	-26.0828	-10.0842	0.0000	0.00	0.000
4	0.44	10.05	10.05	-26.0828	-7.8265	0.0000	0.00	0.000
5	0.53	10.05	10.05	-26.0828	-5.8546	0.0000	0.00	0.000
6	0.63	10.05	10.05	-26.0828	-4.1544	0.0000	0.00	0.000
7	0.72	10.05	10.05	-26.0828	-2.7141	0.0000	0.00	0.000
8	0.82	10.05	10.05	-26.0828	-1.5242	0.0000	0.00	0.000
9	0.92	10.05	10.05	-26.0828	-0.5746	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo  
 Armatura: poco sensibile

35 SLEQ

w max = 0.000 mm  
 w lim = 0.200 mm

### Fessurazione – SLE frequente

SLE (Frequente)								
Fondazione: Piedritto Sinistro   Piedritto Centrale   Piedritto Destro   Trasverso								
N*	x[m]	A <sub>fi</sub> [cmq]	A <sub>fs</sub> [cmq]	M <sub>pf</sub> [kNm]	M[kNm]	E <sub>psm</sub> (%)	s <sub>m</sub> [mm]	w[mm]
1	0.15	10.05	10.05	-26.0828	-28.4910	0.0074	209.15	0.026
2	0.25	10.05	10.05	-26.0828	-22.7625	0.0000	0.00	0.000
3	0.34	10.05	10.05	-26.0828	-17.5698	0.0000	0.00	0.000
4	0.44	10.05	10.05	-26.0828	-12.8992	0.0000	0.00	0.000
5	0.53	10.05	10.05	-26.0828	-8.7369	0.0000	0.00	0.000
6	0.63	10.05	10.05	-26.0828	-5.0689	0.0000	0.00	0.000
7	0.72	10.05	10.05	-26.0828	-1.8830	0.0000	0.00	0.000
8	0.82	10.05	10.05	26.0828	0.8303	0.0000	0.00	0.000
9	0.92	10.05	10.05	26.0828	3.0809	0.0000	0.00	0.000

Ambiente: moderatamente aggressivo  
 Armatura: poco sensibile

37 SLEF

w max = 0.026 mm  
 w lim = 0.300 mm

### Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione                      B = 100 cm  
 Altezza sezione                    H = 30.00 cm

Y	A <sub>fi</sub>	A <sub>fs</sub>	σ <sub>c</sub>	σ <sub>fi</sub>	σ <sub>fs</sub>
0.15	10.05	10.05	2.937	26.982	66.910
1.30	10.05	10.05	1.643	47.695	13.518
2.45	10.05	10.05	2.632	22.193	82.516

Mandataria



Mandanti



### Fessurazione – SLE quasi permanente

SLE (Quasi Permanente)									
Fondazione   Piedritto Sinistro   Piedritto Centrale   Piedritto Destro   Traverso									
N*	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]	
1	0.15	10.05	10.05	-26.0828	-15.5107	0.0000	0.00	0.000	
2	0.25	10.05	10.05	-26.0828	-12.6412	0.0000	0.00	0.000	
3	0.34	10.05	10.05	-26.0828	-10.0842	0.0000	0.00	0.000	
4	0.44	10.05	10.05	-26.0828	-7.8265	0.0000	0.00	0.000	
5	0.53	10.05	10.05	-26.0828	-5.8546	0.0000	0.00	0.000	
6	0.63	10.05	10.05	-26.0828	-4.1544	0.0000	0.00	0.000	
7	0.72	10.05	10.05	-26.0828	-2.7141	0.0000	0.00	0.000	
8	0.82	10.05	10.05	-26.0828	-1.5242	0.0000	0.00	0.000	
9	0.92	10.05	10.05	-26.0828	-0.5746	0.0000	0.00	0.000	

Ambiente: moderatamente aggressivo  
 Armatura: poco sensibile

35 SLEQ

w max = 0.000 mm  
 w lim = 0.200 mm

### Fessurazione – SLE frequente

SLE (Frequente)									
Fondazione   Piedritto Sinistro   Piedritto Centrale   Piedritto Destro   Traverso									
N*	x[m]	Afi[cmq]	Afs[cmq]	Mpf[kNm]	M[kNm]	Epsm(%)	sm[mm]	w[mm]	
1	0.15	10.05	10.05	-26.0828	-24.0310	0.0000	0.00	0.000	
2	0.25	10.05	10.05	-26.0828	-20.8092	0.0000	0.00	0.000	
3	0.34	10.05	10.05	-26.0828	-17.9274	0.0000	0.00	0.000	
4	0.44	10.05	10.05	-26.0828	-15.3732	0.0000	0.00	0.000	
5	0.53	10.05	10.05	-26.0828	-13.1342	0.0000	0.00	0.000	
6	0.63	10.05	10.05	-26.0828	-11.1971	0.0000	0.00	0.000	
7	0.72	10.05	10.05	-26.0828	-9.5508	0.0000	0.00	0.000	
8	0.82	10.05	10.05	-26.0828	-8.1863	0.0000	0.00	0.000	
9	0.92	10.05	10.05	-26.0828	-7.0942	0.0000	0.00	0.000	

Ambiente: moderatamente aggressivo  
 Armatura: poco sensibile

38 SLEF

w max = 0.000 mm  
 w lim = 0.300 mm

### 8.11 Schema armature

Nello schema sottostante vengono riportate le armature progettate (riferite alla profondità di calcolo pari a 1 m). L'armatura a taglio della fondazione è costituita da spilli  $\phi 10/20 \times 20$  mentre quelli della soletta di copertura e dei piedritti da spilli  $\phi 10/40 \times 40$ .

