

**CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO**

ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. BA283

**PROGETTAZIONE:** ANAS - STRUTTURA TERRITORIALE PUGLIA

<p>I PROGETTISTI</p> <p>Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore</p> <p>Ing. Simona MASCIULLO - Progettista</p>	<p>ATTIVITA' DI SUPPORTO</p> <p>RTP:</p> <p>Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture</p> <p>TechProject S.r.L. - Geotecnica</p> <p>- Impianti</p>
<p>COLLABORATORI</p> <p>Geom. Andrea DELL'ANNA</p> <p>Geom. Massimo MARTANO</p> <p>Geom. Giuseppe CALO'</p>	
<p>IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p>Ing. Alberto SANCHIRICO</p>	
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA</p>	
<p>RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT E PROGETTI SPECIALI</p> <p>Ing. Nicola MARZI</p>	
<p>IL COMMISSARIO STRAORDINARIO</p> <p>Ing. Vincenzo MARZI</p>	

**09 - OPERE D'ARTE MINORI**

BARRIERE ACUSTICHE

Elaborati generali

Relazione di calcolo

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.</p> <p><b>L0503A</b>    <b>D</b>    <b>1701</b></p>	<p>NOME FILE</p> <p>TOO_OM00_STR_RE00_C.pdf</p> <p>CODICE ELAB. <b>T00OM00STRRE00</b></p>	<p>REVISIONE</p> <p><b>C</b></p>	<p>SCALA:</p> <p>-</p>
<p>C</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Marzo 2022</p>	
<p>B</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Ottobre 2018</p>	<p>Ing. C. Beltrami</p>
<p>A</p>	<p>REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Giugno 2018</p>	<p>Ing. C. Beltrami</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO      VERIFICATO      APPROVATO</p>

## INDICE

1.	NORMATIVE E RIFERIMENTI	2
1.1	Normative e standard	2
1.2	Software di calcolo	3
2.	MATERIALI	4
2.1	Calcestruzzi	4
2.2	Acciai	4
3.	PRESTAZIONI ATTESE	5
3.1	Premessa	5
3.2	Vita nominale e classe d'uso	6
3.3	Sicurezza agli stati limite ultimi (SLU)	7
4.	CARICHI DI PROGETTO	10
4.1	Pesi propri strutturali	10
4.2	Rinterro su suola di monte	10
4.3	Azioni da traffico – Carichi verticali	11
4.4	Vento	12
4.5	Spinta delle terre	13
4.6	Effetti inerziali	13
4.7	Azione sismica	14
5.	VERIFICHE	16
5.1	Fondazione (GEO)	16
5.1.1	EQU – Stabilità al ribaltamento	16
5.1.2	GEO – Portata verticale	17
5.1.3	GEO – Scivolamento	20
5.2	Fondazione (STR)	21
5.2.1	SLU – Flessione	21
5.2.2	SLU – Taglio	22

# 1. NORMATIVE E RIFERIMENTI

## 1.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

- |      |  |  |
|------|--|--|
| [1]  | Legge 05/11/1971, n.1086   | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2]  | Legge 02/02/1974, n.64   | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche   |
| [3]  | D.M. 17/01/2018 n. 8   | Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni  |
| [4]  | UNI EN 1990  | Basis of structural design   |
| [5]  | UNI EN 1991-1-1  | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads   |
| [6]  | UNI EN 1991-1-4  | Actions on structures - General actions - Wind actions   |
| [7]  | UNI EN 1991-1-5  | Actions on structures - General actions - Thermal actions  |
| [8]  | UNI EN 1992-1-1  | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures  |
| [9]  | UNI EN 1992-1-2  | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design   |
| [10] | UNI EN 1992-2  | Design of concrete structures -Bridges   |
| [11] | UNI EN 1993-1-1  | Design of steel structures-<br>General rules and rules for buildings   |
| [12] | UNI EN 1993-1-8  | Design of steel structures-<br>Design of Joints  |
| [13] | UNI EN 1994-1-1  | Design of composite steel and concrete structures –<br>General rules and rules for buildings   |
| [14] | UNI EN 1994-2  | Design of composite steel and concrete structures –<br>General rules and rules for bridges   |
| [15] | UNI EN 1997-1  | Geotechnical design - General rules  |
| [16] | UNI EN 1998-1  | Design provisions for earthquake resistance of structures -<br>General rules, seismic actions and rules for buildings  |
| [17] | UNI EN 1998-2  | Design of structures for earthquake resistance - Bridges   |
| [18] | UNI EN 1998-5  | Design of structures for earthquake resistance –<br>Foundations, retaining structures and geotechnical aspects   |
| [19] | Presidenza del Consiglio<br>Superiore dei Lavori Pubblici<br>– Servizio Tecnico Centrale | Linee guida sul calcestruzzo strutturale   |
| [20] | UNI-EN 206-1   | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e  |

conformità

[21] UNI-EN 11104

Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

## 1.2 Software di calcolo

[1] MIDAS/Civil, Ver. 7.6.1  
sviluppato dalla società  
MIDAS Information  
Technology Co., Ltd.  
(Seongnam, Gyeonggi-do,  
463-824, Korea)

Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi con proprietà reologiche non omogenee, la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza, l'analisi di tutte le componenti di tensione locale nelle sezioni

[2] PRESSFLE

Calcolo e verifica delle sezioni in c.a.-c.a.p., sviluppato dalla Concrete s.r.l. di Padova. Versione 5.5

[3] VCASLU

Programma per la verifica a pressoflessione delle sezioni in c.a. e c.a.p.

## 2. MATERIALI

### 2.1 Calcestruzzi

#### Magrone sottofondazione

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	15	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC0	-

#### Fondazione

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.55	-
Contenuto minimo di cemento		300	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		32	mm

#### Cordolo andatore

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	45	N/mm <sup>2</sup>
		XC4+	
Classe di esposizione		XD3	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.45	-
Contenuto minimo di cemento		360	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		25	mm

### 2.2 Acciai

#### Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
Sovra-resistenza	$f_{tk} / f_{yk}$	≥1.15	-
Modulo di elasticità	$E_s$	210000	N/mm <sup>2</sup>

### 3. PRESTAZIONI ATTESE

#### 3.1 Premessa

Il presente progetto è redatto in accordo con il D.M. 17/1/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni”.

La sicurezza e le prestazioni dell’opera o di una parte di essa sono valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l’opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nel D.M. 2018, le strutture dovranno garantire i seguenti requisiti prestazionali:

- **Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU)** ovvero capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l’incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l’opera.
- **Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)** ovvero capacità di garantire nel tempo le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- **Durabilità** ovvero capacità conservare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali affinché il livello di sicurezza strutturale sia garantito per tutta la vita di riferimento dell’opera;
- **Robustezza nei confronti di azioni eccezionali** ovvero capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all’entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere unicamente irreversibile e si definisce collasso mentre il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere sia reversibile che irreversibile.

Nei paragrafi successivi verranno illustrati i criteri di verifica dei requisiti prestazionali di cui sopra.

### 3.2 Vita nominale e classe d'uso

Coerentemente con la tipologia di opera in progetto e con le specifiche del Progetto Definitivo, si assume quanto segue:

- vita nominale dell'opera:  $V_N = 50$ anni;
- classe d'uso: IV
- coefficiente d'uso:  $c_u = 2.0$ ;
- vita di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \times c_u = 50 \times 2.00 = 100$  anni

### 3.3 Sicurezza agli stati limite ultimi (SLU)

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

- $R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

Per le opere in progetto, in accordo con le NTC2018 si considerano i seguenti stati limite ultimi.

- |  |              |   |
|--|--------------|---|
| - Stato limite di equilibrio                 | <b>(EQU)</b> | Verifica degli elementi intesi come corpi rigidi  |
| - Stato limite di resistenza delle strutture | <b>(STR)</b> | Verifica della resistenza “lato struttura” di tutti gli elementi portanti (fondazioni ed elevazioni)                            |
| - Stato limite di resistenza del terreno     | <b>(GEO)</b> | Verifica della resistenza del terreno di fondazione su cui sono impostate e con cui possono interagire gli elementi strutturali |

Le verifiche sono svolte per ciascuno stato limite ultimo di cui sopra, sia in condizioni statiche che sismiche ed in particolare allo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV).

- Combinazioni SLU in condizioni statiche

$$E_d = E \{ \gamma_{G,j} G_{k,j} ; \gamma_P P ; \gamma_{Q,1} Q_{k,1} ; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i > 1$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Combinazioni SLU in condizioni sismiche

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; A_{Ed} ; \psi_{2,i} Q_{k,i} \} \quad j \geq 1 ; i \geq 1$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$



In generale le verifiche sono svolte secondo l'Approccio 2 delle NTC2018

Approccio 2: A1+M1+R3 (Comb.GEO)

A1+M1+R1 (Comb.SLU)

Di seguito si riportano in sintesi i principali coefficienti parziali per le azioni (A), per i materiali (M) e per le resistenze complessive dei sistemi (R) definite in accordo con le NTC2018, cui si rimanda per eventuali ed ulteriori dettagli non richiamati nel presente documento.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
<b>Carichi permanenti strutturali</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
<b>Carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti</b> (ovvero derivanti da un'analisi di dettaglio)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2 (A)}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
<b>Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti</b> (ovvero presunti)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2 (B)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
<b>Carichi variabili da traffico stradale</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Q(TS)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.35	1.35	1.15
<b>Altri variabili (vento, neve...)</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
<b>Precompressione</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.00	1.00	1.00
<b>Ritiro, viscosità, cedimenti vincolari</b>	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.20	1.20	1.00

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni (A)

Materiale	Grandezza cui si applica il coefficiente parziale		Gruppo M1	Gruppo M2
<i>Calcestruzzo</i>	Resistenza a compressione / trazione / taglio	$f_{ck}, f_{ctk}, v_k$	$\gamma_c = 1.50$	$\gamma_c = 1.50$
<i>Acciaio in barre per c.a.</i>	Tensione di snervamento	$f_{yk}$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$
<i>Acciaio in trefolo per c.a.p.</i>	Tensione allo 0.1% di residuo plastico	$f_{p0.1k}$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$
<i>Altri materiali strutturali</i>		Rif. direttamente NTC2018		
	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1.00$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$
<i>Terreno</i>	Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'} = 1.00$	$\gamma_{c'} = 1.25$
	Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu} = 1.00$	$\gamma_{cu} = 1.40$
	Peso dell'unità di volume	$\gamma_T$	$\gamma_\gamma = 1.00$	$\gamma_\gamma = 1.00$

Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri nominali di resistenza (M)

## 4. CARICHI DI PROGETTO

### 4.1 Pesì propri strutturali

I pesì strutturali sono definiti sulla base delle effettive geometrie delle opere, adottando i seguenti pesì specifici di riferimento:

- calcestruzzo armato:  $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$
- acciaio:  $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$

Elemento	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	$\gamma$	$g_k$	$g_k^*$	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN]	[kN]
Platea	1	2.300	1.000	0.300	25	-	-	17.3	17.3
Cordolo	1	0.500	1.000	0.900	25	-	-	11.3	11.3

TOTALE

28.5

Elemento	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	$\gamma$	$g_k$	$g_k^*$	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN]	[kN]
Struttura metallica	1	1.000	1.000	3.000	0.5	-	-	1.5	1.5

TOTALE

1.5

### 4.2 Rinterro su suola di monte

Si considera un altezza media di rinterro pari a 1.00m.

Elemento	n	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	$\gamma$	$g_k$	$g_k^*$	G <sub>k(x1)</sub>	G <sub>k(x n)</sub>
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN]	[kN]
Rinterro	1	1.350	1.000	1.000	19	-	-	25.7	25.7

TOTALE

25.7

### 4.3 Azioni da traffico – Carichi verticali

I carichi da traffico sono assimilati a quelli previsti da NTC2018 per i ponti ed in particolare si considera una corsia convenzionale allineata alla barriera di sicurezza, come mostrato in figura.

Nell'ipotesi di diffusione a 30° rispetto alla verticale, si osserva il solo carico distribuito UDL da 9 kN/m<sup>2</sup> ha effetti in termini di spinta orizzontale sul blocco, anche se limitatamente alla sola suola di fondazione da 30cm di spessore.

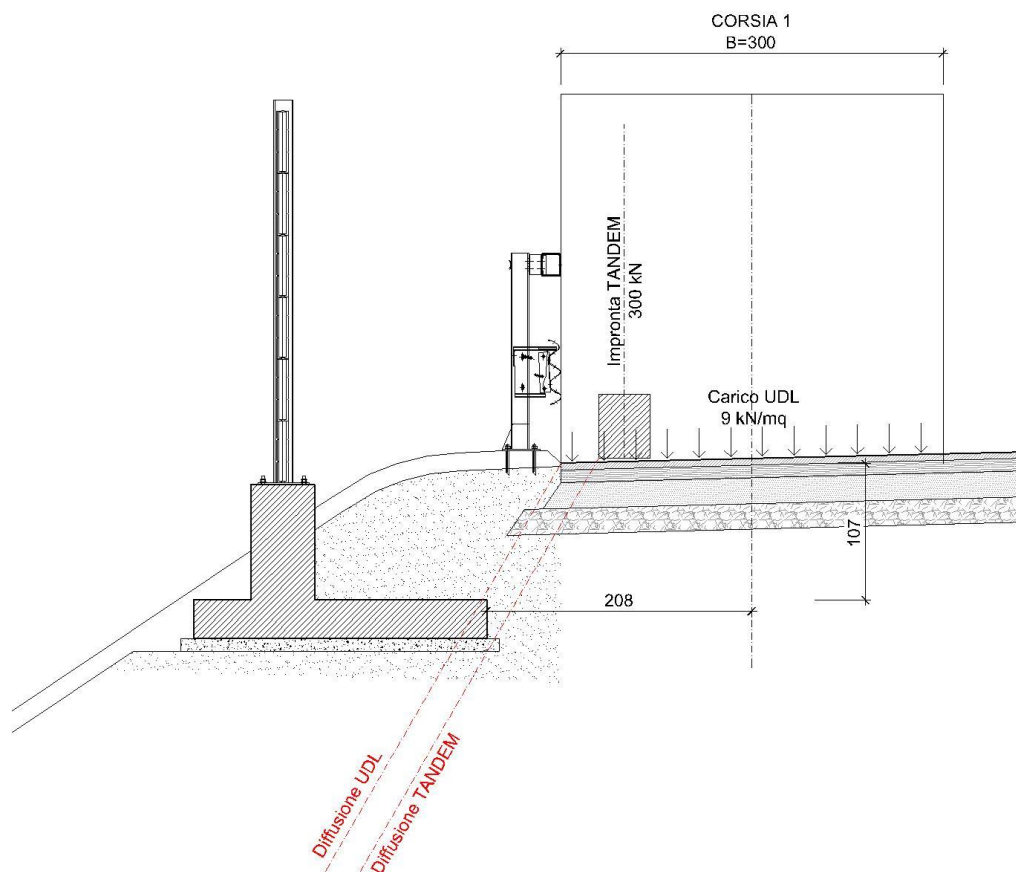


Figura 4-1 – Diffusione ed effetti dei carichi da traffico

#### 4.4 Vento

L'azione del vento è valutata secondo l'espressione (vedi Par.3.3 delle NTC2018):

$$p = q_b \times C_E \times C_p \times C_d$$

<b>Zona di riferimento</b>	3 (Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, <b>Puglia</b> , Campania, Basilicata, Calabria esclusa la provincia di Reggio Calabria)
<b>Velocità di riferimento (<math>a_s &lt; 1500\text{mslm}</math>)</b>	$v_b = 27\text{m/s}$
<b>Pressione cinetica di riferimento</b>	$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 27^2 = 456 \text{ N/m}^2 = 0.456 \text{ kN/m}^2$
<b>Classe di rugosità del terreno</b>	D
<b>Categoria di esposizione del sito</b>	II ( $k_r = 0.19$ , $z_0 = 0.05\text{m}$ , $z_{\min} = 4.0\text{m}$ )

Cautelativamente si adotta un coefficiente dinamico ( $c_d$ ) pari a 1.00.

Di seguito si riporta il grafico delle pressioni del vento in funzione della quota dal piano campagna, tracciato per valori unitari del coefficiente  $c_p$ .

Ai fini del dimensionamento dell'opera in esame, si considera una quota dal piano campagna pari a 3.0m.

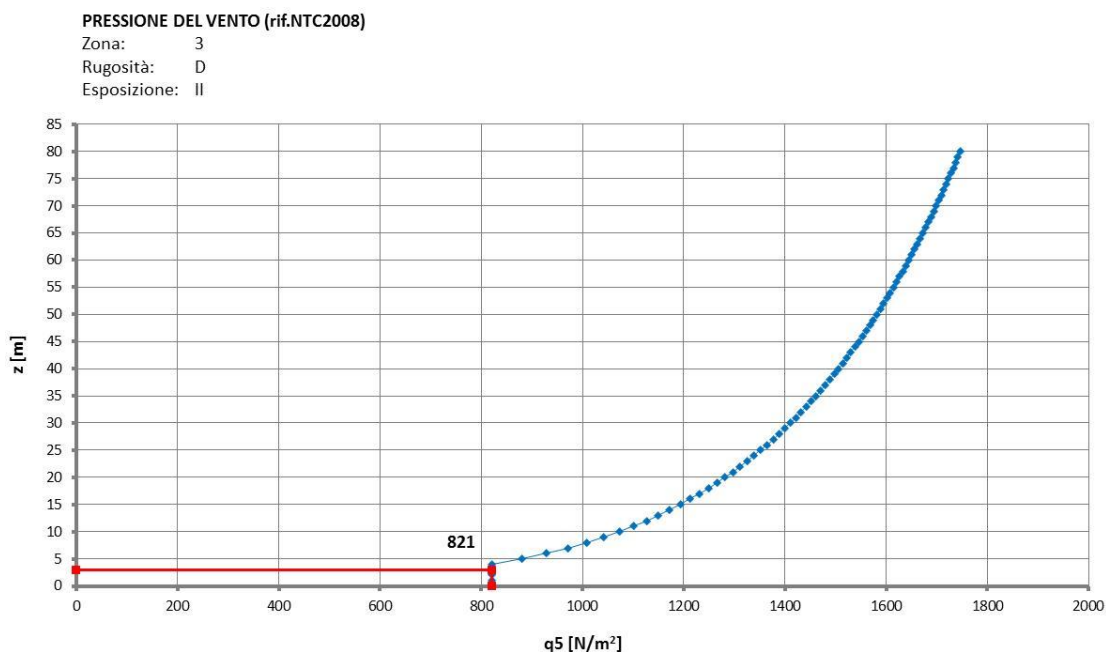


Figura 2 - Andamento delle pressioni del vento ( $c_p = 1.00$ ,  $c_d = 1.00$ )

#### 4.5 Spinta delle terre

Le spinte delle terre sono valutate assumendo i seguenti dati/ipotesi di calcolo:

- condizioni di spinta attiva in condizioni statiche ( $k = k_a$ )
- condizioni di spinta attiva in condizioni sismiche secondo la formulazione di Mononobe Okabe ( $k = k_{AE}$ )
- angolo d'attrito interno  $\phi = 35^\circ$

#### 4.6 Effetti inerziali

Cautelativamente le inerzie sismiche associate alle masse delle spalle e del materiale di ricoprimento del plinto sono calcolate assumendo un coefficiente  $\beta = 0.50$ .

#### 4.7 Azione sismica

L'azione sismica è assunta sulla base delle indicazioni contenute nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 3.2), per quanto riguarda gli spettri di risposta e di progetto. In particolare, gli spettri di risposta allo SLV in accelerazione delle componenti orizzontali sono definiti dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

- S è un coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante l'espressione  $S = S_S \cdot S_T$ ;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale;
- q rappresenta il "fattore di struttura";
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da  $T_C = T^*_C \cdot C_C$ ;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da  $T_B = T_C / 3$ ;
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, dato da  $T_D = 4.0 \cdot a_g/g + 1.6$ .

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e la quantificazione degli spettri riportati in precedenza:

- |   |                  |
|---|------------------|
| - vita nominale dell'opera:   | $V_N = 50$ anni  |
| - classe d'uso:   | IV               |
| - coefficiente d'uso:   | $C_U = 2.0$      |
| - probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_r$         | $P_{V_r} = 10\%$ |
| - periodo di ritorno dell'evento sismico ( $T_R = f(V_N; P_{V_r})$ ): | $T_R = 949$      |
| - tipologia di terreno:   | Tipo B           |
| - categoria topografica:  | T1               |

I parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$ , definiti in precedenza, dipendono dalla localizzazione della struttura in esame e sono definiti per tutti i nodi appartenenti alla mappa di pericolosità sismica nazionale; poiché le coordinate del sito non corrispondono ad un nodo esatto della griglia riportata negli allegati

alle Norme Tecniche, si calcolano i parametri relativi al sito di interesse con una media ponderata sulle distanze di ciascun dei 4 nodi di riferimento dal sito in esame.

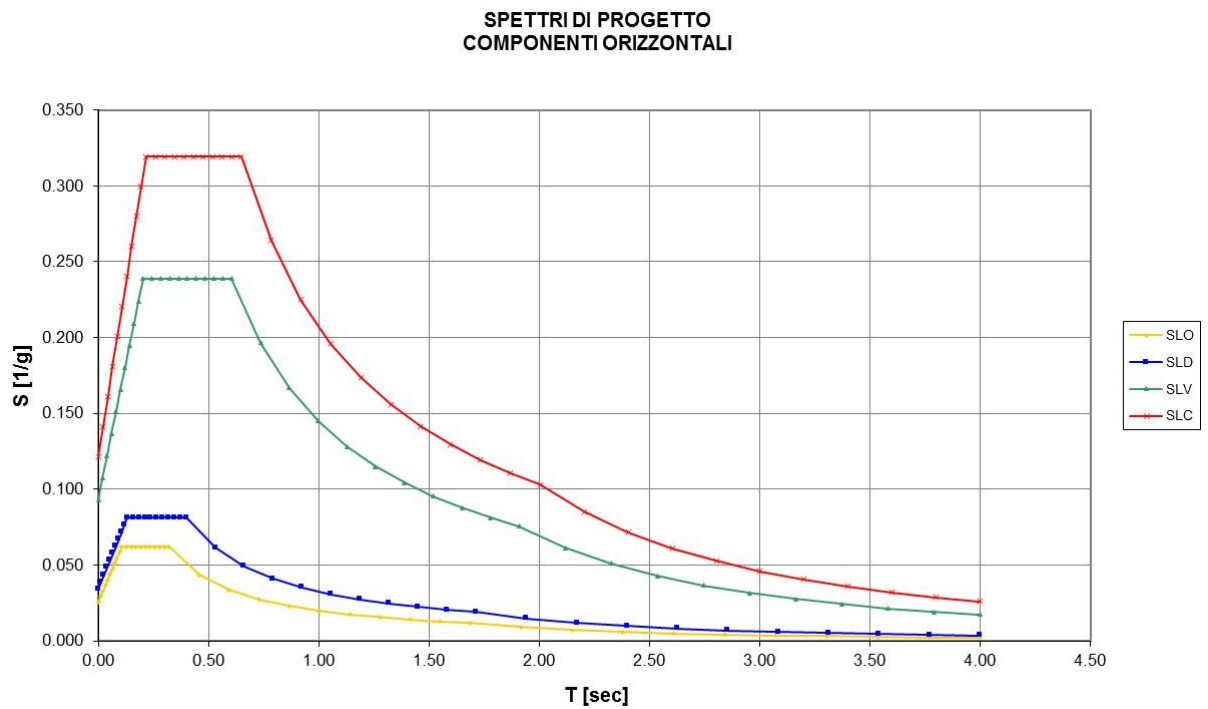
Essendo inoltre il periodo di ritorno diverso da quelli forniti dagli allegati alle Norme Tecniche, si procede per interpolazione secondo la seguente espressione:

$$\log (P) = \log (P_1) + \log (P_2/P_1) \cdot \log (T_R/T_{R1}) \cdot [\log (T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

dove:

- P rappresenta il parametro d'interesse, riferito al periodo di ritorno  $T_R$ ;
- $T_{R1}$  e  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispongono i valori  $P_1$  e  $P_2$  del parametro di interesse P.

Per quanto riguarda la definizione del coefficiente di struttura  $q$  e la classe di duttilità, si è adottato un parametro  $q=1.0$ .





## 5. VERIFICHE

### 5.1 Fondazione (GEO)

#### 5.1.1 EQU – Stabilità al ribaltamento

In tabella si riportano le azioni elementari di progetto, secondo la convezione mostrata in figura.

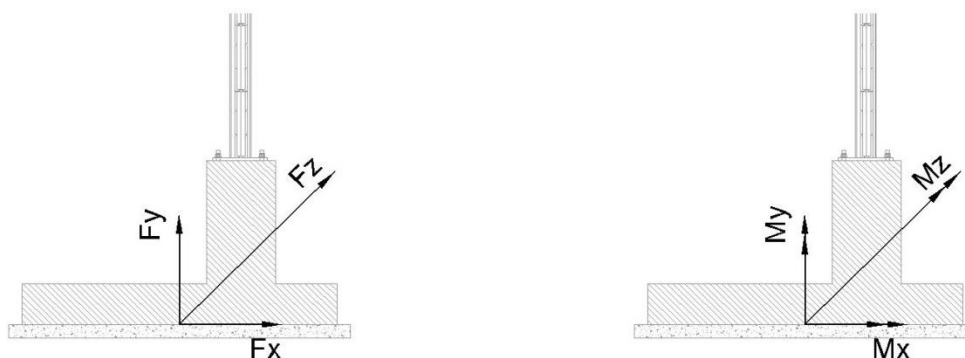


Figura 3 – Convezione segni e direzione forze e momenti

#### Azioni elementari (riferite allo spigolo della fondazione)

Carico elementare	Id.	L <sub>x</sub> [m]	L <sub>y</sub> [m]	L <sub>z</sub> [m]	γ <sub>MAT.</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	x <sub>g</sub> [m]	y <sub>g</sub> [m]	z <sub>g</sub> [m]	γ <sub>G/Q/E</sub> [-]	F <sub>sd,x</sub> [kN]	F <sub>sd,y</sub> [kN]	F <sub>sd,z</sub> [kN]	M <sub>sd,x</sub> [kNm]	M <sub>sd,y</sub> [kNm]	M <sub>sd,z</sub> [kNm]
STR - Fondazione	-	2.300	0.300	1.000	25	1.150	0.150	0.000	1.00	0.0	-17.3	0.0	0.0	0.0	-19.8
STR - Cordolo	-	0.500	0.900	1.000	25	0.700	0.750	0.000	1.00	0.0	-11.3	0.0	0.0	0.0	-7.9
NSTR - Terreno - Ricoprimento platea	-	1.350	1.000	1.000	19	1.625	0.800	0.000	1.00	0.0	-25.7	0.0	0.0	0.0	-41.7
NSTR - Terreno - Spinta P.P.	-					2.300	0.417	0.000	1.00	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.7
VAR. - Terreno - Spinta variabile	-					2.300	0.150	0.000	1.00	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1
VAR. - Vento	-	1.000	3.000	1.000	2	0.000	2.750	0.000	1.00	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-16.5
SLV - Inerzia fondazione	-					1.150	0.150	0.000	1.00	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1
SLV - Inerzia cordolo	-					0.700	0.750	0.000	1.00	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.4
SLV - Inerzia ricoprimento platea	-					1.625	0.800	0.000	1.00	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.0
SLV - Terreno - Spinta P.P.	-					2.300	0.434	0.000	1.00	4.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.9

#### Verifica

$$\begin{aligned}
 \text{Momento ribaltante} & & M_{\text{RIB}} & = & 27.4 \text{ kNm/m} \\
 \text{Momento stabilizzante} & & M_{\text{STAB}} & = & 62.5 \text{ kNm/m} \\
 \text{Coefficiente di sicurezza} & & F_s & = & M_{\text{STAB}} / M_{\text{RIB}} = \\
 & & & = & 62.5 / 27.4 = 2.28 > 1.00
 \end{aligned}$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

## 5.1.2 GEO – Portata verticale

In tabella si riportano le azioni massime di progetto per la condizione SLU, omettendo quelle in condizioni sismiche in quanto poco significative.

**Azioni elementari (riferite al baricentro della fondazione)**

Carico elementare	Id.	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	L <sub>z</sub>	γ <sub>MAT.</sub>	x <sub>g</sub>	y <sub>g</sub>	z <sub>g</sub>	F <sub>Sd,x</sub>	F <sub>Sd,y</sub>	F <sub>Sd,z</sub>	M <sub>Sd,x</sub>	M <sub>Sd,y</sub>	M <sub>Sd,z</sub>
	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
STR - Fondazione	-	2.300	0.300	1.000	25	0.000	0.150	0.000	0.0	-17.3	0.0	0.0	0.0	0.0
STR - Cordolo	-	0.500	0.900	1.000	25	0.450	0.750	0.000	0.0	-11.3	0.0	0.0	0.0	-5.1
NSTR - Terreno - Ricoprimento platea	-	1.350	1.000	1.000	19	-0.475	0.800	0.000	0.0	-25.7	0.0	0.0	0.0	12.2
NSTR - Terreno - Spinta P.P.	-					2.300	0.417	0.000	4.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.7
VAR. - Terreno - Spinta variabile	-					2.300	0.150	0.000	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1
VAR. - Vento	-	1.000	3.000	1.000	2	0.000	2.750	0.000	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-16.5
SLV - Inerzia fondazione	-					0.000	0.150	0.000	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.1
SLV - Inerzia cordolo	-					0.450	0.750	0.000	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.3
SLV - Inerzia ricoprimento platea	-					-0.475	0.800	0.000	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	-0.7
SLV - Terreno - Spinta P.P.	-					2.300	0.430	0.000	4.3	0.0	0.0	0.0	0.0	-1.8

**Azioni di progetto (riferite al baricentro della fondazione)**

Combinazione	F <sub>Sd,x</sub>	F <sub>Sd,y</sub>	F <sub>Sd,z</sub>	M <sub>Sd,x</sub>	M <sub>Sd,y</sub>	M <sub>Sd,z</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
SLU	15.8	-54.2	0.0	0.0	0.0	-20.3

Il calcolo è condotto ipotizzando una distribuzione uniforme ( $q_{Rd}$ ) al di sotto dell'impronta effettiva di contatto. Vale pertanto la seguente convenzione:

- $A_{eff}$  = area effettiva di contatto =  $B'_{long} \times B'_{trasv}$   
 $B_{long}$  = dimensione minima della fondazione  
 $B_{trasv}$  = dimensione massima della fondazione  
 $e_{long}$  = eccentricità del carico in dir.longitudinale  
 $e_{trasv}$  = eccentricità del carico in dir.trasversale  
 $B'_{long}$  = dimensione effettiva =  $2 \times (B_{long}/2 - e_{long})$   
 $B'_{trasv}$  = dimensione effettiva =  $2 \times (B_{trasv}/2 - e_{trasv})$

In tabella si riporta la massima pressione calcolata.

Comb.	F <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>z</sub>	e <sub>long</sub>	e <sub>trasv</sub>	B <sub>long</sub>	B <sub>trasv</sub>	B* <sub>long</sub>	B* <sub>trasv</sub>	q <sub>Sd</sub>
[-]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]
SLU	54.2	0.0	20.3	0.37	0.00	2.30	1.00	1.55	1.00	35

Il calcolo della portata ultima della fondazione diretta è svolto facendo riferimento a quanto indicato nell'Eurocodice 7 in merito alle fondazioni dirette (formulazione di Brinch-Hansen):

$$q_{ult} = R/A' = c' \times N_c b_c s_{c i_c} + q' N_q b_q s_q i_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

dove:

- tutti i termini con il pedice c si riferiscono ai contributi dovuti a coesione;
- tutti i termini con il pedice q si riferiscono ai contributi dovuti al sovraccarico sul terreno;
- tutti i termini con il pedice  $\gamma$  si riferiscono ai contributi dovuti al peso proprio del terreno.

$B'$	= dimensione minima della fondazione parzializzata
$L'$	= dimensione massima della fondazione parzializzata
$A' = B' L'$	= impronta della fondazione parzializzata
$V$	= forza verticale agente sul piano di fondazione
$H$	= forza orizzontale agente sul piano di fondazione
$q_{ult}$	= pressione ultima resistente
$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$	= coefficiente di carico limite dovuto al sovraccarico
$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	= coefficiente di carico limite dovuto alla coesione
$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \phi$	= coefficiente di carico limite dovuto al peso proprio del terreno
$S_q = 1 + (B'/L')$	= fattore di forma (per q)
$S_c = (S_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	= fattore di forma (per c)
$S_\gamma = 1 - 0.3 (B'/L')$	= fattore di forma (per $\gamma$ )
$i_q = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi)$	= fattore di inclinazione per H diretto come L' (per q)
$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	= fattore di inclinazione per H diretto come L' (per c)
$i_\gamma = i_q$	= fattore di inclinazione per H diretto come L' (per $\gamma$ )
$i_q = [1 - 0.7 H / (V + A' c' \cot \phi)]^3$	= fattore di inclinazione per H diretto come B' (per q)
$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$	= fattore di inclinazione per H diretto come B' (per c)
$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi)]^3$	= fattore di inclinazione per H diretto come B' (per $\gamma$ )

Per quanto riguarda i parametri geotecnici di progetto, si assumono i seguenti valori riferiti allo scenario di fondazione impostata su rilevato:

- peso specifico saturo del terreno: 19.0 kN/m<sup>3</sup>
- coesione: 000 kN/m<sup>2</sup>
- angolo di resistenza al taglio: 30°
- affondamento piano di posa: 0.30m

Le verifiche sono svolte in accordo con le NTC2018, secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

**Fondazione BARRIERA FONOASSORBENTE**

**Capacità portante fondazioni dirette in condizioni drenate**

(formulazione di Brich-Hansen secondo EC.7)

$$R/A' = c' N_c b_s s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dati generali

$\gamma_R$	[-]	2.3	Coefficiente di sicurezza
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19	Peso specifico efficace del terreno
Forma	[-]	Retangolare	
B	[m]	1.550	Dimensione minima della fondazione
L	[m]	1.000	Dimensione massima della fondazione
$e_B$	[m]	0.000	Eccentricità in direzione B
$e_L$	[m]	0.000	Eccentricità in direzione L
B'	[m]	1.550	Dimensione minima della fondazione, eventualmente parzializzata
L'	[m]	1.000	Dimensione massima della fondazione, eventualmente parzializzata
D	[m]	0.300	Affondamento del piano di posa della fondazione
q	[kN/m <sup>2</sup> ]	5.7	Sovraccarico geostatico agente al piano di fondazione
V	[kN]	54.2	Carico verticale di progetto
R/A' (sd)	[kN/m <sup>2</sup> ]	35.0	Pressione di contatto di progetto
H <sub>B'</sub>	[kN]	15.8	Carico orizzontale di progetto agente in direzione B'
H <sub>L'</sub>	[kN]	0	Carico orizzontale di progetto agente in direzione L'
$\alpha_B$	[°]	0	Inclinazione del piano di posa in direzione B'
$\alpha_L$	[°]	0	Inclinazione del piano di posa in direzione L'
k <sub>H</sub>	[-]	0	Coefficiente sismico orizzontale

$\phi'$	$\phi$	c'	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>γ</sub>	s <sub>q</sub>	s <sub>γ</sub>	s <sub>c</sub>	i <sub>qB'</sub>	i <sub>qL'</sub>	i <sub>γB'</sub>	i <sub>γL'</sub>	i <sub>cB'</sub>	i <sub>cL'</sub>	b <sub>qB'</sub>	b <sub>qL'</sub>	b <sub>γB'</sub>	b <sub>γL'</sub>	b <sub>cB'</sub>	b <sub>cL'</sub>	z <sub>q</sub>	z <sub>γ</sub>	z <sub>c</sub>	R/A' (B)	R/A' (L)	R/A'		
[°]	[rad]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	
30	0.524	0.00	18.4	30.1	15.1	1.775	0.535	1.820	0.619	1.000	0.439	1.000	0.597	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	167.3	304.9	73

R/A' (Sd,max) = 35 kN/m<sup>2</sup>

R/A' (Rd) = 73 kN/m<sup>2</sup>

R/A' (Rd)/ R/A' (Sd) = 2.09 > 1.00      **La verifica è soddisfatta**

### 5.1.3 GEO – Scivolamento

In generale il piano di imposta della fondazione in esame sarà costituito dal nuovo rilevato stradale o dal substrato di calcare, a seconda delle differenti altezze di rilevato.

Ai fini della verifica a scivolamento, cautelativamente si procede pertanto assumendo un angolo d'attrito interno  $\phi=30^\circ$ .

Azione orizzontale sollecitante	$H_{sd}$	=	15.8 kN/m
Azione verticale concomitante	$V_{sd}$	=	54.2 kN/m
Azione orizzontale resistente	$H_{rd}$	=	$\mu V_{sd} / \gamma_R =$
		=	$\tan(30^\circ) \times 54.2 / 1.1 =$
		=	28.4 kN/m
Coefficiente di sicurezza	$F_s$	=	$H_{rd} / H_{sd} =$
		=	$28.4 / 15.8 = 1.80 > 1.00$

La verifica è pertanto soddisfatta.

## 5.2 Fondazione (STR)

### 5.2.1 SLU – Flessione

La suola di fondazione è dimensionata facendo riferimento alle condizioni limite di ribaltamento ovvero ipotizzando una forte parzializzazione del piano di contatto. Lo sbalzo di monte è pertanto assimilabile ad una mensola soggetta ad un carico distribuito rappresentato dal peso proprio della suola stessa e del rinterro.

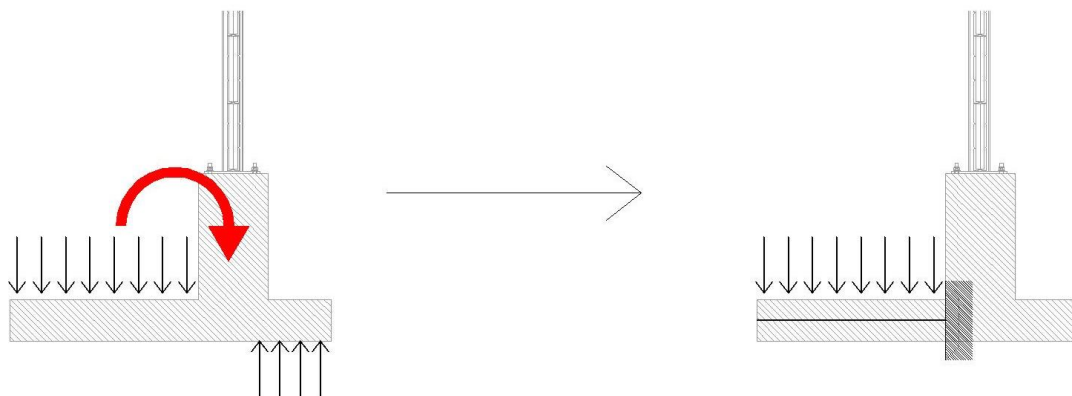


Figura 4 – Schema di calcolo

Spessore suola	$s_1$	=	0.30 m
Spessore rinterro	$s_2$	=	1.25 m
Peso specifico calcestruzzo	$\gamma_{CLS}$	=	25 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico terreno	$\gamma_T$	=	19 kN/m <sup>3</sup>
Sovraccarico massimo suola	$g_k$	=	$\gamma_{CLS} \times s_1 + \gamma_T \times s_2 =$ $= 25 \times 0.30 + 19 \times 1.25 =$ $= 31.3 \text{ kN/m}^2$
Luce netta sbalzo	$L$	=	1.35m
Momento flettente sollecitante (SLU)	$M_{sd}$	=	$1.30 \times g_k \times L^2/2 =$ $= 1.30 \times 31.3 \times 1.35^2/2 =$ $= 37.1 \text{ kNm/m}$
Armatura tesa	$A_s$	=	1 $\phi$ 12/15
Momento flettente resistente (SLU)	$M_{rd}$	=	63.7 kNm/m
Coefficiente di sicurezza	$F_s$	=	$M_{rd} / M_{sd} =$ $= 63.7 / 37.1 = 1.72 > 1.00$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

## 5.2.2 SLU – Taglio

Si adotta lo stesso schema di calcolo considerato per il dimensionamento a flessione dell'elemento. La resistenza è calcolata facendo riferimento al caso di “*elementi senza armatura resistente a taglio*”.

Spessore suola	$s_1$	=	0.30 m
Spessore rinterro	$s_2$	=	1.25 m
Peso specifico calcestruzzo	$\gamma_{CLS}$	=	25 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico terreno	$\gamma_T$	=	19 kN/m <sup>3</sup>
Sovraccarico massimo suola	$g_k$	=	$\gamma_{CLS} \times s_1 + \gamma_T \times s_2 =$ $= 25 \times 0.30 + 19 \times 1.25 =$ $= 31.3 \text{ kN/m}^2$
Luce netta sbalzo	$L$	=	1.35m
Taglio sollecitante (SLU)	$V_{sd}$	=	$1.30 \times g_k \times L =$ $= 1.30 \times 31.3 \times 1.35 =$ $= 54.9 \text{ kN/m}$
Armatura tesa	$A_s$	=	1 $\phi$ 12/15
Taglio resistente (SLU)	$V_{rd}$	=	110.9 kN/m
Coefficiente di sicurezza	$F_s$	=	$V_{rd} / V_{sd} =$ $= 110.9 / 54.9 = 2.02 > 1.00$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

**STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi non armati - C.A.ORDINARIO**

(rif. NTC2018 par.4.1.2.1.3.1)

Elemento	[-]	Muro tipo A	
Sezione	[-]	Sbalzo di monte	
Piano	[-]	-	
$\gamma_c$	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	24.9	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	14.1	Resistenza a compressione di progetto
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	754	Armatura longitudinale tesa
$d$	[mm]	240	Altezza utile sezionale
$b_w$	[mm]	1000	Larghezza sezione
$\rho_L$	[-]	0.0031	Rapporto geometrico di armatura
$k$	[-]	1.913	Vedi NTC2018
$\sigma_{cp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	Sforzo medio di compressione
$V_{Rd,min}$	[kN]	110.9	Resistenza minima
$V_{Rd,eff}$	[kN]	109.3	Resistenza effettiva
$V_{Rd}$	[kN]	110.9	Resistenza di calcolo