



COMUNE DI CATANZARO

PROGETTAZIONE



Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)
www.fm-ingegneria-com
fm@fm-ingegneria.com

tel 041-5785711
fax 041-4355933



Via Belvedere 8/10
30035 Mirano (VE)
www.fm-ingegneria-com
divisioneimpianti@fm-ingegneria.com

tel 041-5785711
fax 041-4355933



Napoli
Via Filangieri, 11
sispi.ced@sispinet.it

tel. +39 081 412641



80131 Napoli
Viale DEGLI ASTRONAUTI, 8
amministrazione@giaconsulting.it

tel. +39 081 0383761

PROGETTO

COMUNE DI CATANZARO
LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE
INTERNE DEL PORTO DI CATANZARO MARINA

EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

DISCIPLINA

STRUTTURE

TITOLO

C - VIABILITA' E RAMPA DI ACCESSO
Relazione di calcolo

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1	7/10/2019	1259_C01_1.doc	Riscontro lettera prot. no. 86962/19	R. Bullo	T. Tassi
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					

ELABORATO N.

C01

DATA: 22/07/2019	SCALA:	FILE: - 1259_C01_0.doc	J.N. 1259/19
PROGETTO L. Masiero	DISEGNO R. Bullo	VERIFICA L. Masiero	APPROVAZIONE T. Tassi

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI.....	5
2.2	NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI	5
2.3	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE.....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO PER ARMATURE	9
4	OPERE GEOTECNICHE	10
4.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	10
4.2	ANALISI DEI CARICHI.....	11
4.3	SOFTWARE DI CALCOLO	16
4.4	BERLINESE DI PALI - LATO NORD.....	17
4.5	CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO	29
5	CABINA ENEL	47
5.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	48
5.2	ANALISI DEI CARICHI.....	50
5.3	ANALISI MODALE	61
5.4	RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	62
5.5	COMBINAZIONI DI CARICO	65
5.6	MODELLO DI CALCOLO	66
5.7	VERIFICHE.....	67
6	FUTURA AREA COMMERCIALE	78
6.1	CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	79
6.2	ANALISI DEI CARICHI.....	80
6.3	MODELLO DI CALCOLO	89
6.4	COMBINAZIONI DI CARICO	90
6.5	ANALISI MODALE	93
6.6	RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	94
6.7	VERIFICHE.....	97

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda le verifiche nell'ambito del progetto definitivo relativo alle strutture del porto di Catanzaro Marina - Lavori di completamento delle opere interne portuali. Le opere da realizzare definite nel presente documento riguardano:

- la costruzione di una berlinese di pali a sostegno della strada esistente, posizionata a nord dell'area di interesse;
- un muro di sostegno a protezione della rampa, posizionata ad est;
- inserimento di un locale tecnico sotto rampa denominato "Cabina Enel";
- futura area commerciale.



Figura 1. Ortofoto

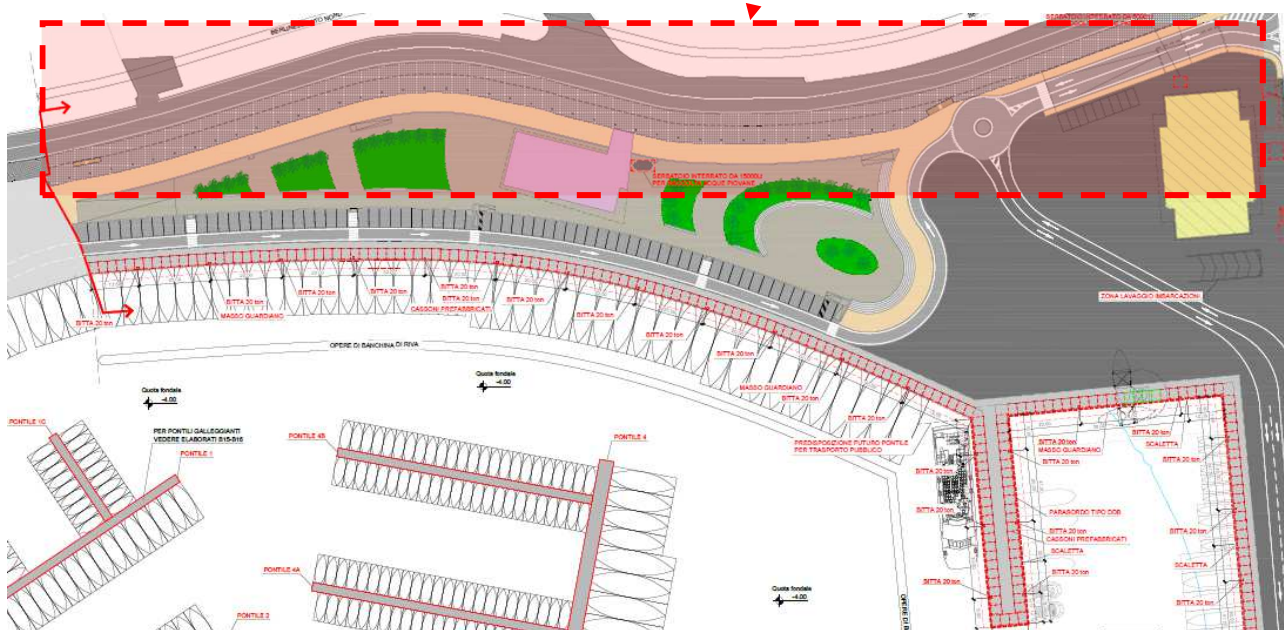


Figura 2. Keyplan interventi di progetto - lato nord

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto strutturale degli interventi è stato condotto nell'ambito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Si è fatto riferimento, nella progettazione, alla vigente normativa Italiana ed in particolare a:

- DM del 17/01/2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni (nel seguito denominate NTC)
- Circolare 21 gennaio 2019 – N.7 / C.S.LL.PP.
- Norma di prodotto (marcatatura CE)

Circa le indicazioni applicative considerate per l'ottenimento dei requisiti prestazionali prescritti nel DM del 17/01/2018, ci si è riferiti, quando non direttamente alle indicazioni delle Norme Tecniche stesse, a normative di comprovata validità e ad altri documenti tecnici elencati nel seguito.

In particolare, per quel che riguarda le Verifiche Strutturali, le indicazioni fornite dagli Eurocodici, con le relative Appendici Nazionali, costituiscono indicazioni di comprovata validità e forniscono il sistematico supporto applicativo delle norme.

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- L. 5.11.1971, n° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche” per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- D.M. 16.02.07 – “Classificazione e resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”.
- D.M. LL. PP. 11.3.1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circ. Min. LL. PP. 24.9.88 – “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Associazione Geotecnica Italiana (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. (1993) – “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.

2.2 NORME E ISTRUZIONI NAZIONALI

- UNI EN 206-1:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità”.
- UNI EN 11104:2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione produzione e conformità. Istruzioni

2.3 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- UNI EN 1990 - Eurocodice 0 – “Criteri generali di progettazione strutturale”.
- UNI EN 1991 - Eurocodice 1 – “Azioni sulle strutture”.
- UNI EN 1992 - Eurocodice 2 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- UNI EN 1993 - Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio”.
- UNI EN 1994 - Eurocodice 4 – “Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo”.
- UNI EN 1994 - Eurocodice 5 – “Progettazione delle strutture in legno”.

-
- UNI EN 1997 - Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica”.
 - UNI EN 1998 - Eurocodice 8 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”.
 - UNI EN 1999 - Eurocodice 9 – “Progettazione delle strutture in alluminio”.
 - BS6349 – “Maritime works”
 - Recommendation of the Committee for Waterfront Structures EAU, Sixth English Edition (EAU 1990)
 - PIANC 2002 – “Guidelines for the Design of Fenders Systems”

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 CALCESTRUZZO PER BERLINESE DI PALI E STRUTTURE IN ELEVAZIONE

CALCESTRUZZO - Rif. DM 17/01/2018

classe di resistenza	C32/40
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck} 40,00 MPa
peso specifico	ρ 25,00 kN/mc
classe d'esposizione	XS1
coeff. espansione termica lineare	α 1x10 ⁻⁵ °C ⁻¹
coeff. di Poisson	ν _{fess} 0,00
	ν _{non fess} 0,20
modulo elastico secante	E _{cm} 33346 MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} 32,00 MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} 40,00 MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ _c 1,50
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc} 0,85
resistenza media a trazione assiale	f _{ctm} 3,02 MPa
resistenza media a trazione per flessione	f _{ctf} 3,63 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	f _{ctk,0.05} 2,12 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	f _{ctk,0.95} 3,93 MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} 18,13 MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	f_{cd,sp<5} 14,51 MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} 1,41 MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	f_{ctd,sp<5} 1,13 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	σ_{c,rara} 19,20 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	σ_{c,rara,sp<5} 15,36 MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	σ_{c,q.p.} 14,40 MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	σ_{c,q.p.,sp<5} 11,52 MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre Ø≤32	f _{bk} 4,76 MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre Ø≤32	f_{bd} 3,18 MPa

PRESCRIZIONI MINIME CALCESTRUZZO - UNI11104:2016 + UNI EN206-1:2016

Classe d'esposizione (1)

classe d'esposizione		XS1	
condizioni ambientali (NTC18 §4.1.2.2.4.2)		Aggressivo	
massimo rapporto acqua/cemento	a/c	0,50	
classe minima di resistenza	classe	C32/40	
contenuto minimo di cemento	cemento	340	Kg/mc
contenuto minimo d'aria	aria	-	%
altre prescrizioni		-	

La classe d'esposizione XS1 è compatibile con corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare per un ambiente esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare in strutture come: calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.

3.1.2 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE DEL MURO E FONDAZIONE DEL LOCALE TECNICO

CALCESTRUZZO - Rif. DM 17/01/2018

classe di resistenza	C35/45
resistenza cubica caratteristica a compressione	R_{ck} 45,00 MPa
peso specifico	ρ 25,00 kN/mc
classe d'esposizione	XS3
coeff. espansione termica lineare	α 1x10 ⁻⁵ °C ⁻¹
coeff. di Poisson	ν _{fess} 0,00 ν _{non fess} 0,20
modulo elastico secante	E _{cm} 34077 MPa
resistenza cilindrica caratteristica a compressione	f_{ck} 35,00 MPa
resistenza cilindrica media a compressione	f _{cm} 43,00 MPa
coeff. parziale per resistenze SLU	γ _c 1,50
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc} 0,85
resistenza media a trazione assiale	f _{ctm} 3,21 MPa
resistenza media a trazione per flessione	f _{ctf} 3,85 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 5%	f _{ctk,0.05} 2,25 MPa
resistenza caratteristica a trazione frattile 95%	f _{ctk,0.95} 4,17 MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd} 19,83 MPa
resistenza di calcolo a compressione per spessori < 5cm	f_{cd,sp<5} 15,87 MPa
resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd} 1,50 MPa
resistenza di calcolo a trazione per spessori < 5cm	f_{ctd,sp<5} 1,20 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara)	σ_{c,rara} 21,00 MPa
tensione ammissibile per combinazione caratteristica (rara) per spessori < 5cm	σ_{c,rara,sp<5} 16,80 MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente	σ_{c,q.p.} 15,75 MPa
tensione ammissibile per combinazione quasi permanente per spessori < 5cm	σ_{c,q.p.,sp<5} 12,60 MPa
resistenza tangenziale caratteristica di aderenza per barre Ø≤32	f _{bk} 5,06 MPa
resistenza tangenziale di calcolo di aderenza per barre Ø≤32	f_{bd} 3,37 MPa

Classe d'esposizione (2)

classe d'esposizione		XS3	
condizioni ambientali (NTC18 §4.1.2.2.4.2)		Molto aggressivo	
massimo rapporto acqua/cemento	a/c	0,45	
classe minima di resistenza	classe	C35/45	
contenuto minimo di cemento	cemento	360	Kg/mc
contenuto minimo d'aria	aria	-	%
altre prescrizioni		-	

La classe d'esposizione XS3 è compatibile con corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare per un ambiente zone esposte agli spruzzi o alle marea in strutture come: calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battaglia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.

Prescrizioni minime complessive secondo UNI11104:2016 e UNI EN206-1:2016

classi d'esposizione considerate		XS1+XS3	
condizioni ambientali (NTC18 §4.1.2.2.4.2)		Molto aggressivo	
massimo rapporto acqua/cemento	a/c	0,45	
classe minima di resistenza	classe	C35/45	
contenuto minimo di cemento	cemento	360	Kg/mc
contenuto minimo d'aria	aria	0	%
altre prescrizioni		-	

3.2 ACCIAIO PER ARMATURE

ACCIAIO DA C.A.

tipo		B450C	
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1,15	
resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
rapporto $(f_t / f_y)_k$		$1,15 \leq (f_t / f_y)_k \leq 1,35$	
rapporto $(f_y / f_{y,nom})_k$		$(f_y / f_{y,nom})_k \leq 1,25$	
allungamento $(A_{gt})_k$	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,50 \%$	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
tensione per combinazione caratteristica (rara)	$\sigma_{s,rara}$	360,00	MPa

4 OPERE GEOTECNICHE

4.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

VITA NOMINALE

La vita nominale V_N dell'opera corrisponde al numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata. Nelle previsioni progettuali dunque, se le condizioni ambientali e d'uso sono rimaste nei limiti previsti, non prima della fine di detto periodo saranno necessari interventi di manutenzione straordinaria per ripristinare le capacità di durata della costruzione. Con riferimento alla tabella 2.4.1 delle NTC 17/01/2018, si assume, per la costruzione in oggetto, una vita nominale corrispondente a:

$$V_N \leq 50 \text{ anni}$$

corrispondente ad un tipo di costruzione

2

che si riferisce a:

"Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari"

CLASSE D'USO

In riferimento alle conseguenze di un eventuale collasso o di una perdita di operatività dell'opera (§2.4.2 NTC 17/01/2018) la struttura si classifica in:

Classe **III**

Cu= 1,5

Tale classe si riferisce a :

"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso."

4.2 ANALISI DEI CARICHI

4.2.1 PESO PROPRIO

Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

Calcestruzzo	$\gamma=25.0 \text{ KN/m}^3$
Acciaio	$\gamma=78.5 \text{ KN/m}^3$

4.2.2 CARICHI

Carichi pedonali	Ambienti suscettibili di affollamento, Cat. C5 Carico distribuito: $q_k=5,0 \text{ kN/mq}$ Carico orizzontale: $H_k=3,0 \text{ kN/m}$
Azioni accidentali su banchina	Stato limite di esercizio, combinazione rara (NTC'18): - 20 kN/mq , agente su pavimentazione per le verifiche in condizione di esercizio della struttura. Stato limite ultimo, combinazione A1 (NTC'18, §6): amplificazione del carico per il fattore γ_Q per le verifiche strutturali dell'opera. Condizioni sismiche: in condizioni sismiche si considera una riduzione del carico rispetto al valore di progetto (NTC'18, §2.5.3)

4.2.3 SISMA

Si esegue una ricerca per coordinate del sito oggetto d'intervento. La tabella seguente indica la posizione geografica del sito con le corrispondenti coordinate puntuali.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

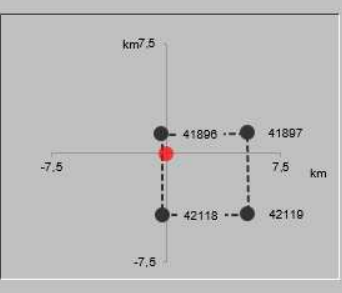
Grafici spettri di risposta ▶▶

Variabilità dei parametri ▶▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶▶

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento


Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Si opera nell'ipotesi di infrastruttura di importanza normale, con vita nominale prevista corrispondente a:

$$V_N=50 \text{ anni}$$

La struttura si considera di Classe d'uso III, corrispondente ad una costruzione con affollamenti significativi.
Si applica dunque un coefficiente:

$$C_U=1.5$$

Il periodo di riferimento dell'azione sismica corrisponde dunque a:

$$V_R=V_N \times C_U=100 \times 1.0=75 \text{ anni}$$

La seguente tabella indica i periodi di ritorno previsti, in relazione alla probabilità assegnata, per i diversi stati limite da considerare nelle analisi.

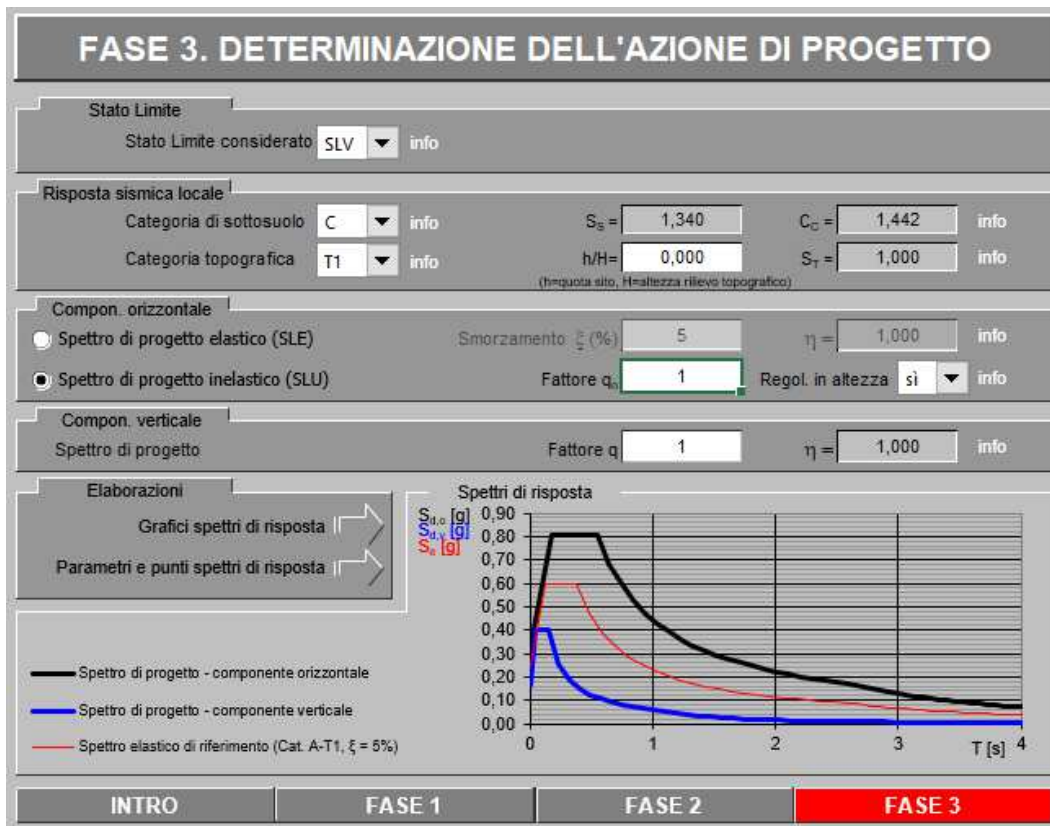


Si riportano, nella tabella seguente, i valori di accelerazione di picco e gli altri parametri significativi degli spettri di progetto, per i diversi stati limite da analizzare.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	60	0,070	2,332	0,302
SLD	101	0,091	2,343	0,322
SLV	949	0,247	2,430	0,382
SLC	1950	0,323	2,458	0,407

La struttura in esame si considera cautelativamente in campo elastico: $q=1.0$

In accordo al D.M. 17 gennaio 2018, in mancanza di sondaggi geognostici, si ritiene che l'area rientri in **Categoria di suolo C** (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*)



STATO LIMITE – SLV

Si riportano nel seguito i parametri di calcolo e i grafici corrispondenti agli spettri di progetto da considerare nelle analisi per lo Stato Limite corrispondente alla perdita di vite umane – SLV.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,247 g
F_o	2,430
T_c	0,382 s
S_s	1,340
C_c	1,442
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,340
η	1,000
T_B	0,184 s
T_C	0,551 s
T_D	2,586 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,331
T_B	0,184	0,803
T_C	0,551	0,803
	0,648	0,683
	0,745	0,594
	0,842	0,526
	0,939	0,472
	1,036	0,427
	1,133	0,391
	1,230	0,360
	1,326	0,334
	1,423	0,311
	1,520	0,291
	1,617	0,274
	1,714	0,258
	1,811	0,244
	1,908	0,232
	2,005	0,221
	2,102	0,211
	2,199	0,201
	2,296	0,193
	2,393	0,185
	2,489	0,178
T_D	2,586	0,171
	2,654	0,163
	2,721	0,155
	2,788	0,147
	2,856	0,140
	2,923	0,134
	2,990	0,128
	3,058	0,122
	3,125	0,117
	3,192	0,112
	3,260	0,108
	3,327	0,103
	3,394	0,099
	3,461	0,096
	3,529	0,092
	3,596	0,089
	3,663	0,085
	3,731	0,082
	3,798	0,079
	3,865	0,077
	3,933	0,074
	4,000	0,072

STATO LIMITE – SLD

Si riportano nel seguito i parametri corrispondenti agli spettri di progetto da considerare nelle analisi per lo Stato Limite di Danno – SLD.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,091 g
F_0	2,343
T_C	0,322 s
S_S	1,500
C_C	1,526
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,164 s
T_C	0,491 s
T_D	1,962 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

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

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,136
T_B	0,164	0,318
T_C	0,491	0,318
	0,561	0,279
	0,631	0,248
	0,701	0,223
	0,772	0,203
	0,842	0,186
	0,912	0,172
	0,982	0,159
	1,052	0,149
	1,122	0,139
	1,192	0,131
	1,262	0,124
	1,332	0,117
	1,402	0,112
	1,472	0,106
	1,542	0,101
	1,612	0,097
	1,682	0,093
	1,752	0,089
	1,822	0,086
	1,892	0,083
T_D	1,962	0,080
	2,059	0,072
	2,156	0,066
	2,253	0,060
	2,350	0,056
	2,448	0,051
	2,545	0,047
	2,642	0,044
	2,739	0,041
	2,836	0,038
	2,933	0,036
	3,030	0,033
	3,127	0,031
	3,224	0,030
	3,321	0,028
	3,418	0,026
	3,515	0,025
	3,612	0,024
	3,709	0,022
	3,806	0,021
	3,903	0,020
	4,000	0,019

4.3 SOFTWARE DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio dei seguenti programmi:

- PresFLE+® prodotto da CONCRETE s.r.l., via della Pieve 19, 35121 Padova. Questo software è utilizzato per il calcolo e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato;
- Paratie (copyright Harpaceass.r.l. Viale Richard,1 20143 Milano), per le verifiche delle opere di sostegno;
- Slide 2D versione 2015 (copyright program by Plaxis bv P.O. Box 572, 2600 AN Delft, Netherlands) per il calcolo dei cedimenti in stato piano di deformazione.

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie.

Grazie alla raffinatezza dei modelli di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidità complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

4.4 BERLINESE DI PALI - LATO NORD

Il presente capitolo riporta le verifiche geotecniche e strutturali di una berlinese di pali in c.a. costituita da pali aventi diametro pari a 800 mm e lunghezza $L=13.0$ m. Le analisi sono state condotte con il software 'PARATIE PLUS 16.1, il quale permette di simulare in stato bidimensionale l'opera di progetto, a partire dallo stato di fatto. Data la geometria dell'opera, si è condotta un'analisi in stato piano di deformazione, mediante elementi "plate" di rigidità assiale e flessionale equivalente.

4.4.1 DATI DI INPUT

Nella modellazione si è considerato quanto segue:

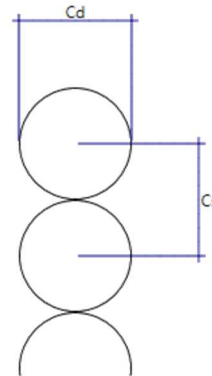
- Terreni

Strato di Terreno	Terreno	γ dry kN/m ³	γ sat kN/m ³	ϕ' °	c' kPa	Modulo Elastico	Evc kPa	Eur kPa
1	Sabbia	19	20	35	0	Constant	30000	48000

- Falda: Posta a -5.4 m rispetto al piano campagna del tratto di monte e -1.30 m rispetto al tratto di valle.

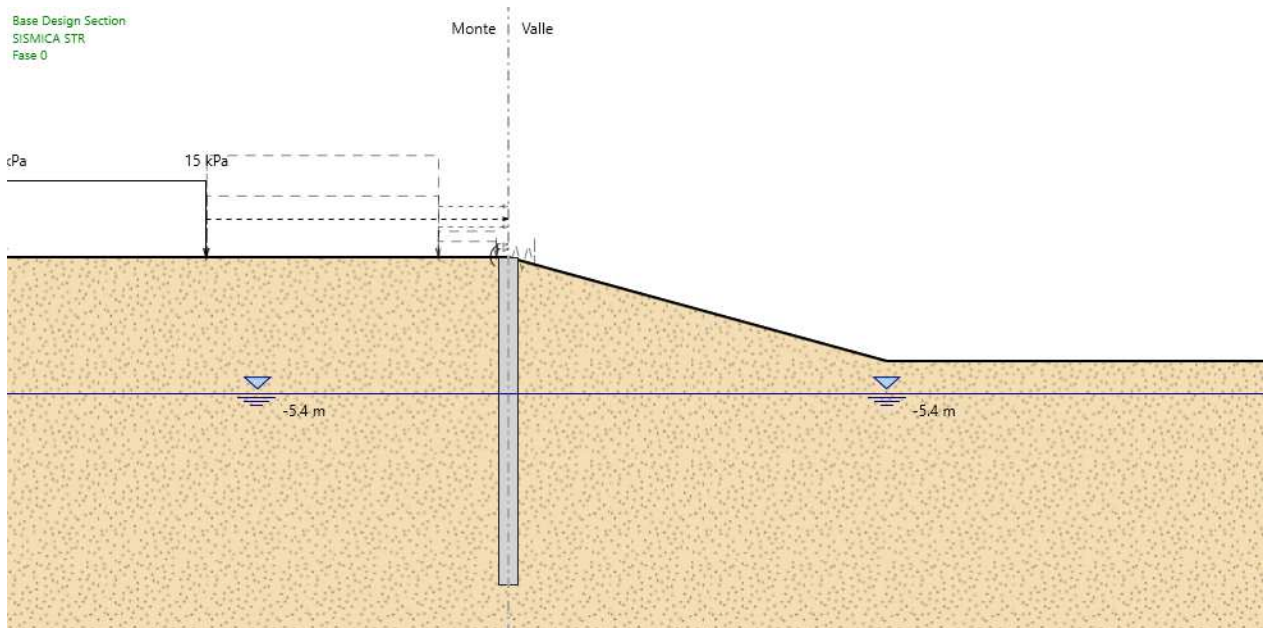
- Berlinese di pali in c.a.:

- o Diametro $C_d = 800$ mm
- o Interasse $C_s = 800$ mm
- o Lunghezza $L=13.0$ m
- o Modulo di Young $E = 34077$ MPa
- o Coefficiente di Poisson $\nu = 0.2$
- o C32/40

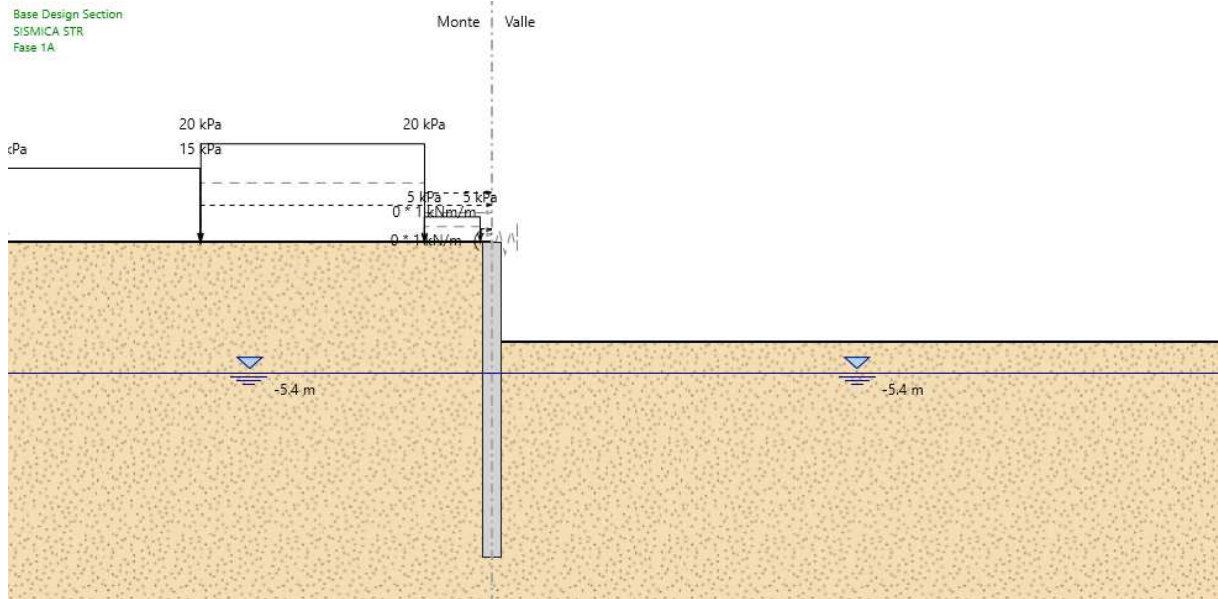


Le fasi simulate nel software Paratie Plus sono le seguenti:

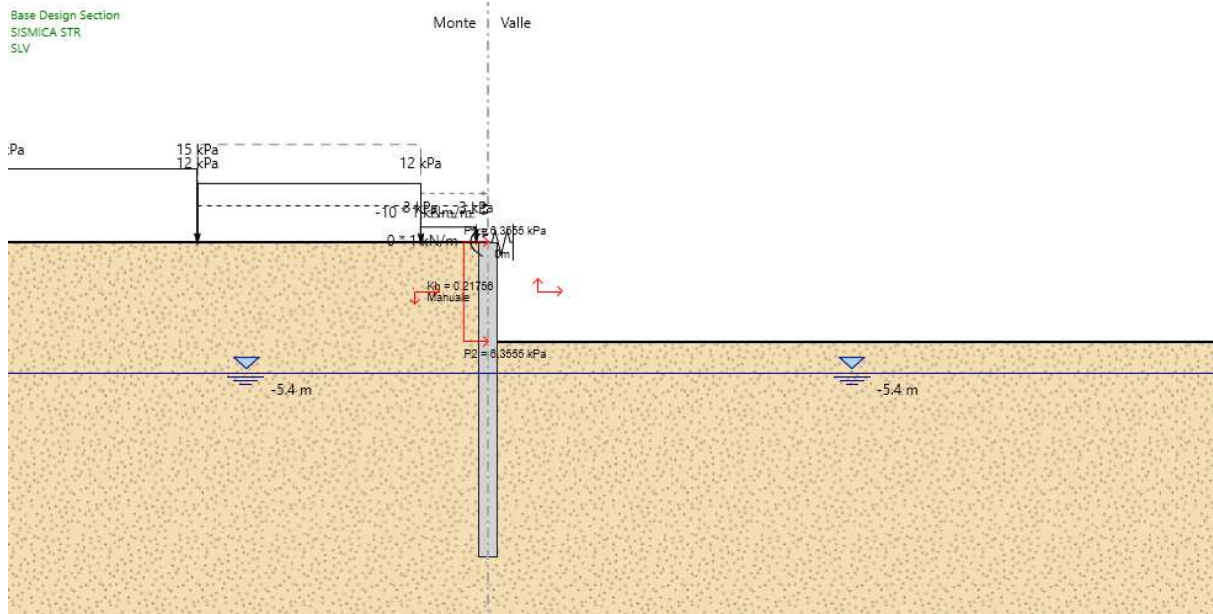
1. Stato iniziale: terreno di sedime indisturbato



2. Fase 1_Esecuzione dei pali in c.a e scavo del terreno a valle (SLE - SLU): a favore di sicurezza, si considera lo stato precedente all'esecuzione dell'impalcato a valle che causa una reazione vincolare opposta allo spostamento del palo.



3. Sisma (SLD - SLV): Viene in questo caso considerato il vincolo in testa alla palificata dovuto all'impalcato adibito a futura area commerciale.
Si considera una rigidezza traslazionale pari a 15500 kN/m, determinata come rapporto tra la sollecitazione di taglio della struttura a valle e lo spostamento che lo stesso subisce.



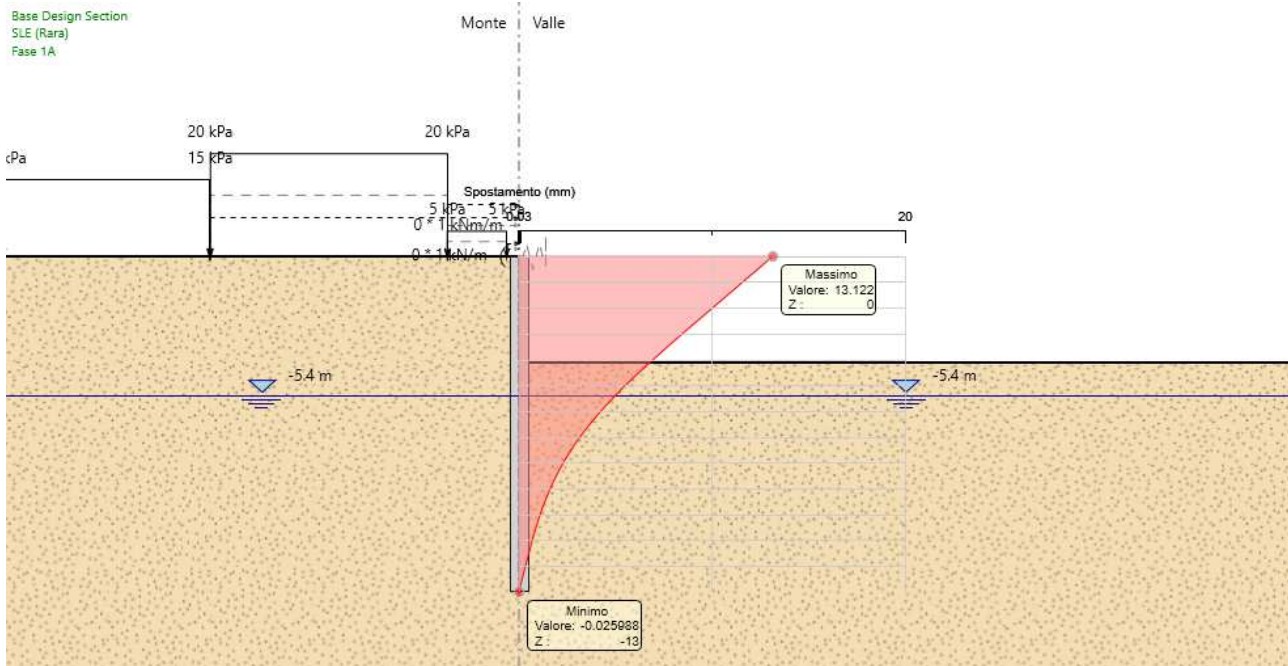
I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- Spinta del terreno (St) calcolata direttamente dal codice di calcolo;
- Carico distribuito accidentale: $q=20$ kN/mq (carico stradale), $q=5$ kN/mq (carico folla)
- Azioni sismiche

4.4.2 RISULTATI DELLE ANALISI

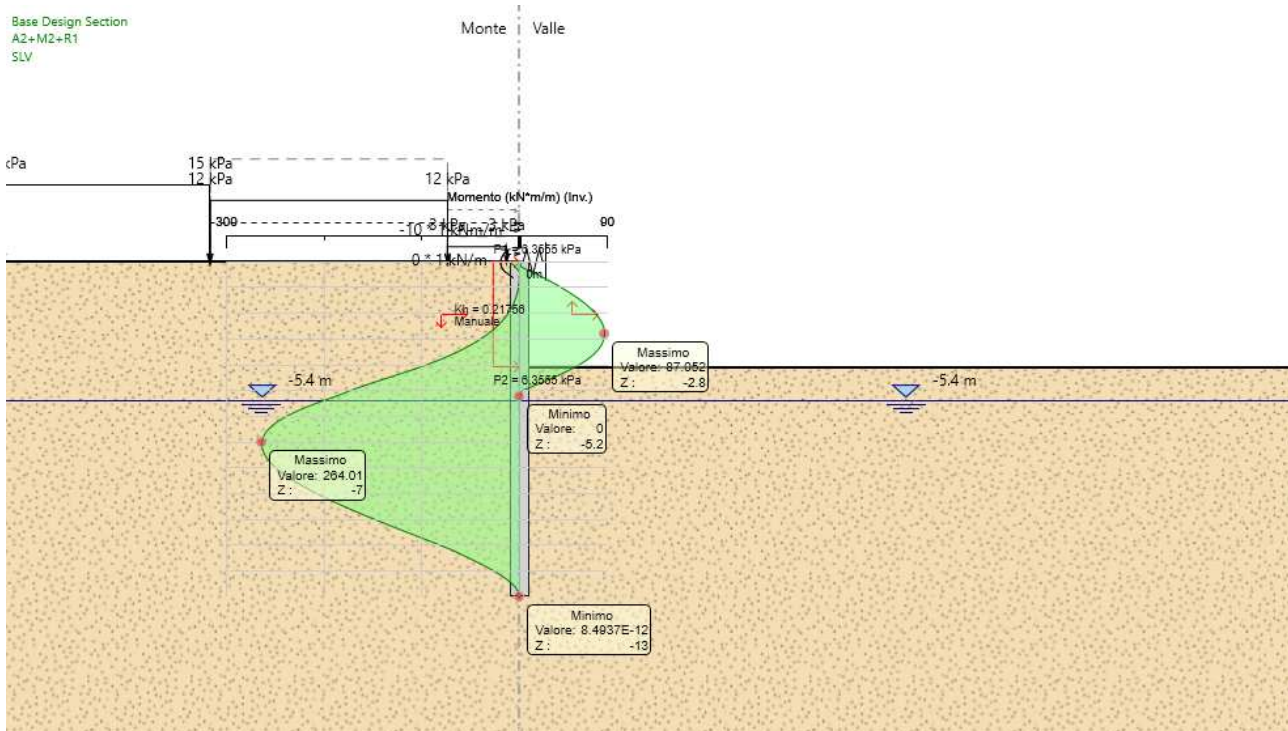
Si riportano i valori delle sollecitazioni e degli spostamenti orizzontali del diaframma nella configurazione finale di fondo scavo, con sovraccarichi allo stato limite di esercizio (rara) e allo stato limite ultimo (SLU) e sismico (SLV).

4.4.2.1 Deformazioni SLE

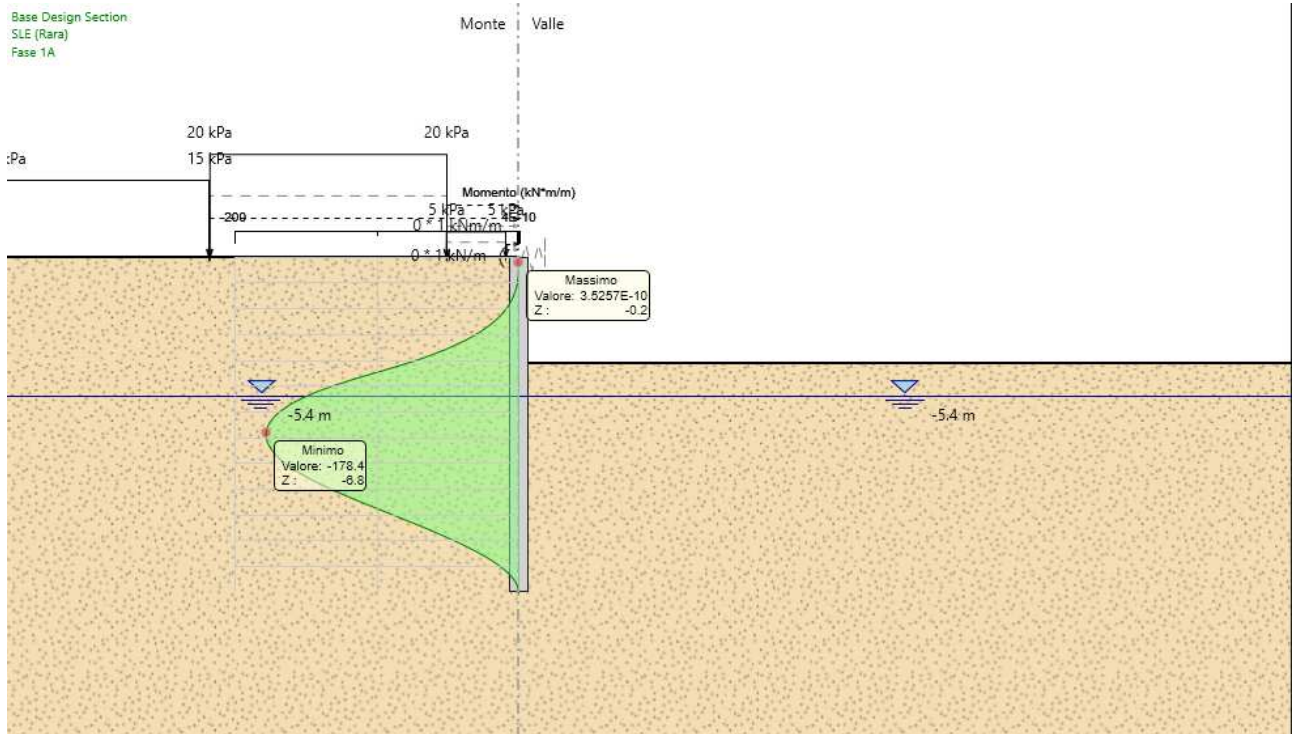


Le simulazioni evidenziano spostamenti massimi in orizzontale dell'ordine di 13.12 mm allo stato limite di esercizio.

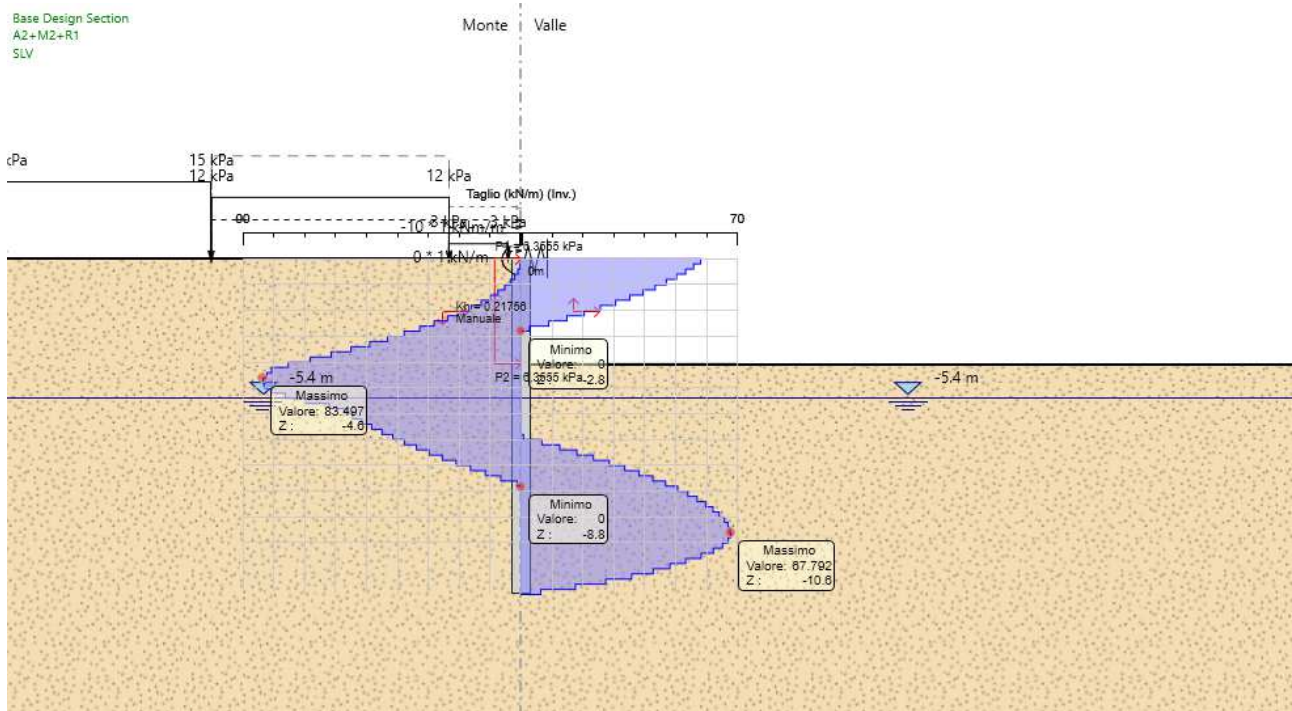
4.4.2.2 Involuppo momento flettente SLU/SLV



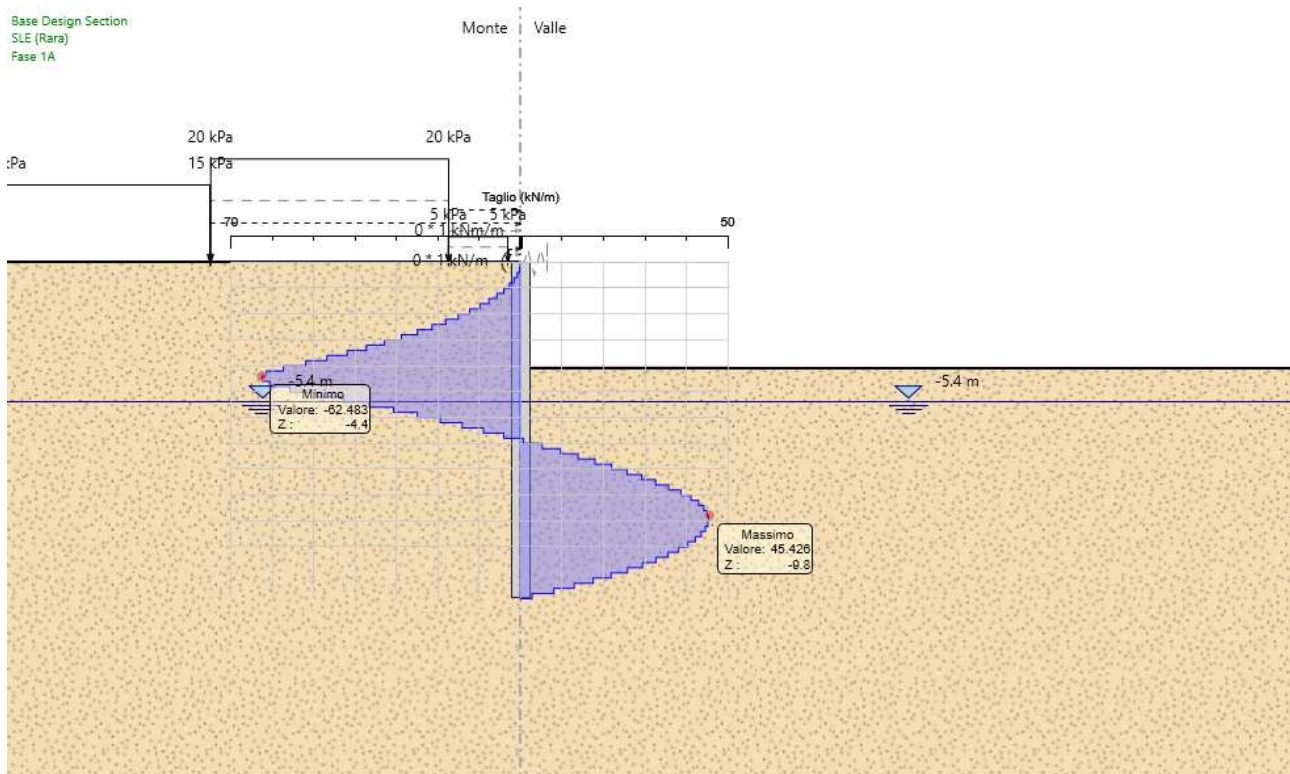
4.4.2.3 Involuppo momento flettente SLE



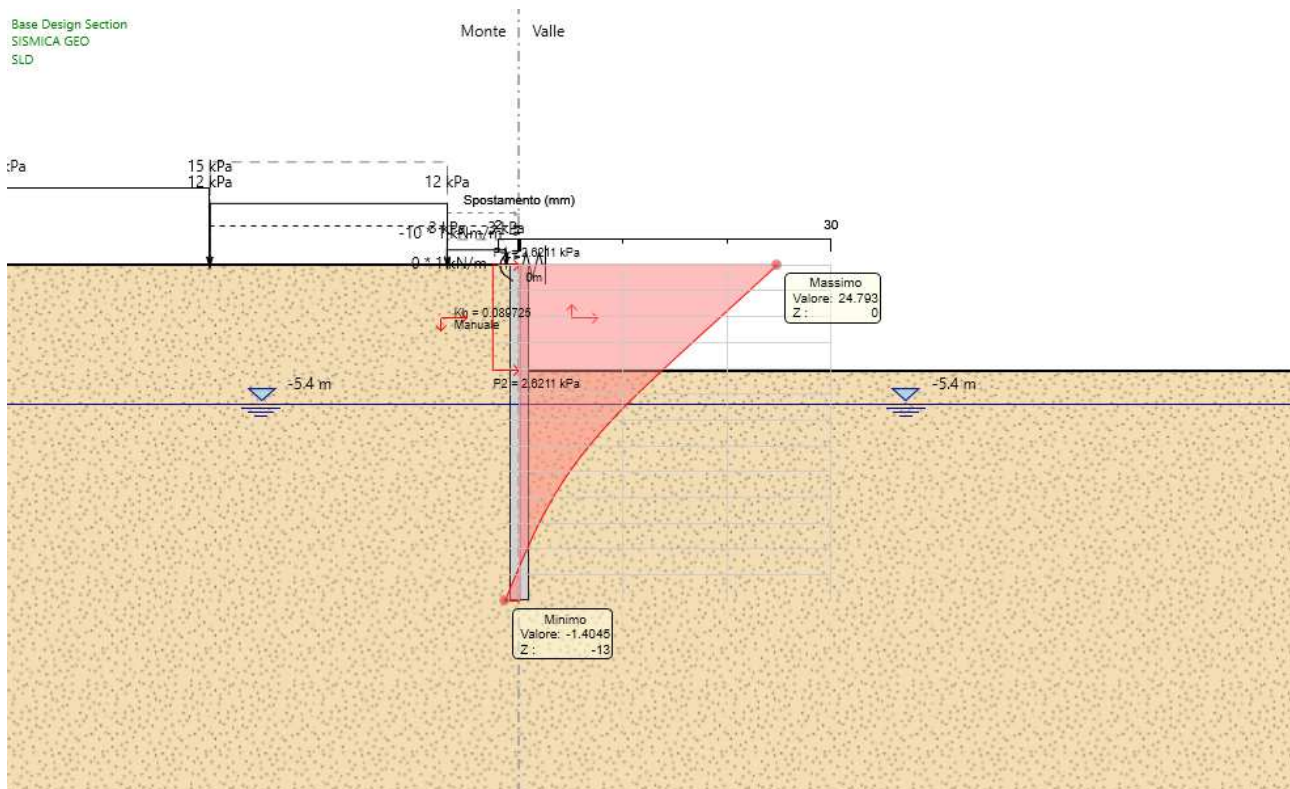
4.4.2.4 Involuppo sollecitazioni di taglio SLU/SLV



4.4.2.5 Involuppo sollecitazioni di taglio SLE



4.4.2.6 Deformazioni SLD



Allo stato limite di danno SLD lo spostamento orizzontale di 24.8 mm risulta inferiori a $u_s < 0,005H = 0.065 \text{ m} = 65.0 \text{ mm}$

4.4.3 ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE A2M2R2

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate con il metodo di Bishop con l'ausilio del software Slide in accordo con quanto riportato nel D.M. 17 Gennaio 2018 - "Norme Tecniche per le costruzioni".

Il metodo assume che la superficie di scivolamento possa essere assimilata ad un arco di circonferenza. Se si considera la massa interessata dallo scivolamento suddivisa in n conci, il fattore di sicurezza può essere espresso in termini di momenti generati dalle forze agenti sui singoli conci rispetto al centro della circonferenza stessa

dove:

- $M_R = r \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i$: momento delle forze ribaltanti;
- $M_S = \sum_{i=1}^n (c + \sigma_i \cdot \tan \varphi_i) \cdot \Delta l_i$: momento stabilizzante;
- r : raggio del concio considerato;
- Δl_i : lunghezza della base del concio considerato.

Nel metodo di Bishop si assume che le azioni agenti all'interfaccia dei conci abbiano risultante orizzontale, perciò, se si esprime la resistenza mobilizzata come un'aliquota della resistenza al taglio tramite il fattore di sicurezza (assunto uguale a quello dell'equazione generale), si ricava dall'equilibrio alla traslazione verticale:

$$N_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - (1/FS) \cdot c \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot [1 + (\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i) / FS]}$$

Si ottiene quindi:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n [c \cdot \Delta x_i + (W_i - u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \tan \alpha_i] \cdot [1/M_i(\alpha)]}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

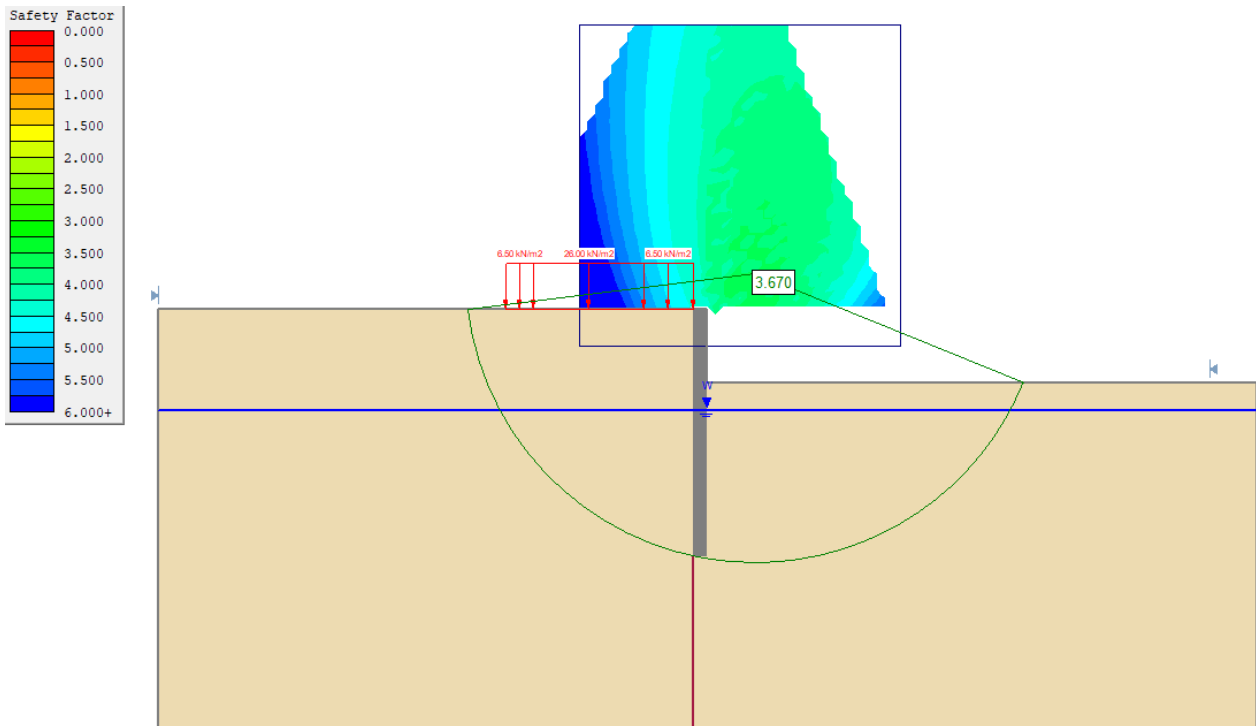
dove:

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \cdot \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i}{FS} \right)$$

Parametri geotecnici combinazione A2M2R2:

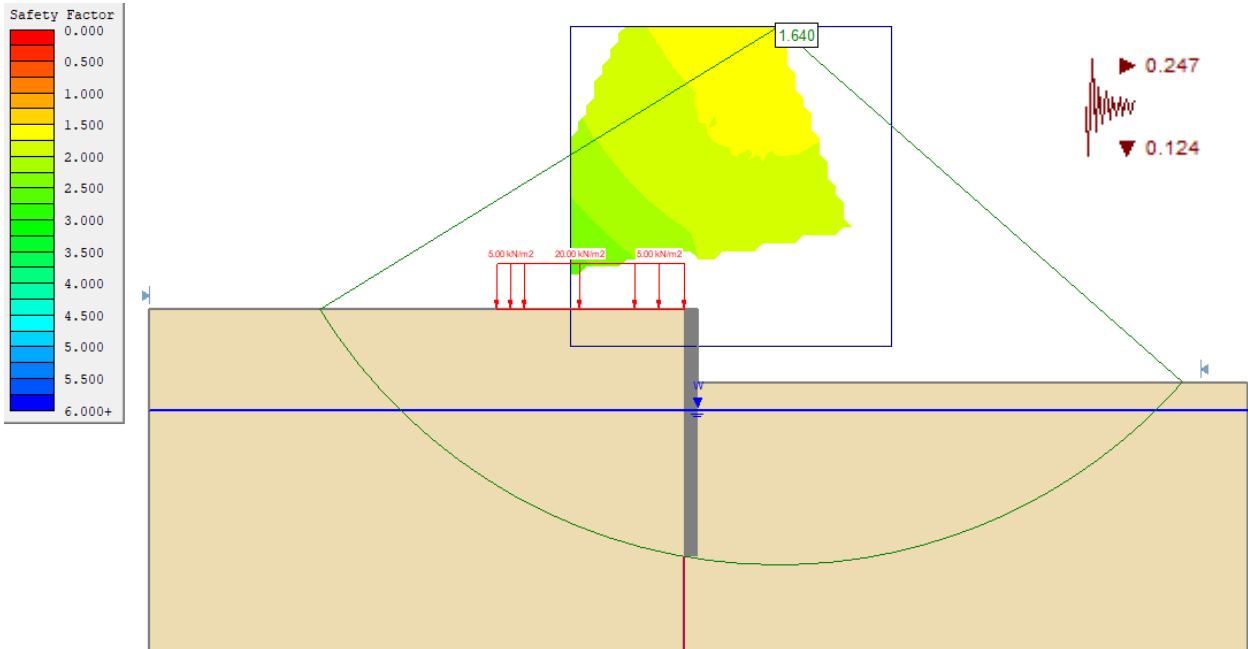
Strato di Terreno	Terreno	γ dry kN/m ³	Strenght Type kN/m ³	φ' °	c' kPa
1	Sabbia	19	Mohr-Coulomb	29	0
(a favore di sicurezza)					
2	Calcestruzzo	25	Infinite strenght	-	-

Analisi di stabilità in combinazione statica SLU (A2M2R2):



coefficiente di sicurezza $FS = 3.67 > 1.1 = R2$

Analisi di stabilità in combinazione sismica SLV (A2M2R2)



coefficiente di sicurezza $FS = 1.64 > 1.1 = R2$

4.4.4 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II del DM 17/01/2018.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
 - metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
 - risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.
- a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai

corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

- b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione, il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ξ (Tab. 6.4.IV DM14/01/2008) deve corrispondere al numero di verticali lungo le quali la singola indagine (sondaggio con prelievo di campioni indisturbati, prove penetrometriche, ecc.) sia stata spinta ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali, in grado di consentire una completa identificazione del modello geotecnico di sottosuolo.

Il numero di verticali di indagine con i requisiti necessari deve essere riferito al volume significativo. Ciò significa, ad esempio che per gli edifici il volume significativo deve essere riferito a ciascun corpo di fabbrica, mentre per un'opera lineare, come un viadotto, il volume significativo riguarda ogni singola fondazione (Circolare 2 febbraio 2009, n.617).

- c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$ ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}; \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Tab. 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

4.4.4.1 Sollecitazioni agenti:

Lo sforzo normale agente sul palo è dovuto al carico della struttura adibita a futura area commerciale:

SLU = 60 kN

SLE = 40 kN

4.4.4.2 Capacità portante verticale

Coefficients di riduzione per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali dai risultati di prove in sito:									
Numero di verticali indagate									TA
	Valore	1	2	3	4	5	7	10	
ζ_3	1,5	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,4	1
ζ_4	1,34	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1

Coefficienti parziali γ_i per il calcolo della resistenza di progetto:

Resistenza	Simbolo γ_i	Valore (A1-M1)	Pali infissi	Pali trivel.	Pali ad elica cont.	TA
Punta	γ_b	1,35	1,15	1,35	1,3	2,5
Laterale (compressione)	γ_s	1,15	1,15	1,15	1,15	2,5
Totale (compressione)	γ_t	1,25	1,15	1,3	1,25	2,5
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25	1,25	3

Modello geotecnico

Tipo di terreno	Quota Tetto [m.s.l.m.]	Quota Base [m s.l.m.]	Prof. Tetto [m]	Prof. Base [m]	γ (kN/m ³)	p' [kPa]	diametro palo [m]	ϕ medio	Cu_{media} [kPa]	q_s (kPa)	α	k (ϕ_{med})	\tan (ϕ_{med})	$Q_{laterale}$ (media) (kN)
0	0,00	-1,00	0,00	1,00	8,00	4,00	0,80	35			0,00	1,20	0,700	8
1	-1,00	-2,00	1,00	2,00	8,00	12,00	0,80	35			0,00	1,20	0,700	25
2	-2,00	-3,00	2,00	3,00	8,00	20,00	0,80	35			0,00	1,20	0,700	42
3	-3,00	-5,00	3,00	5,00	8,00	32,00	0,80	35			0,00	1,20	0,700	135
4	-5,00	-7,00	5,00	7,00	8,00	48,00	0,80	35			0,00	1,20	0,700	203
5	-7,00	-9,00	7,00	9,00	8,00	64,00	0,80	35			0,00	1,20	0,700	270
7	-9,00	-11,00	9,00	11,00	8,00	80,00	0,80	35			0,00	1,20	0,700	338
8	-11,00	-13,00	11,00	13,00	8,00	96,00	0,80	35			0,00	1,20	0,700	405
Tensione	-13,00	-13,00	13,00	13,00		104,00								1427

Calcolo Peso del Palo

$L_{\text{tratto fuori falda}}$ (m)	5,50
$L_{\text{tratto sotto falda}}$ (m)	7,50
W_p (peso del palo) (kN)	126

SLU DA2 (D.M. 17.01.2018)

Calcolo Resistenza di progetto a Compressione (A1-M1)

Calcolo Rc,cal media	kN	Q / γ_i
N_q (medio)	15	
N_c		
$Q_{\text{p resistenza roccia}}$		
$Q_{\text{laterale, media}}$	1427	
$Q_{\text{laterale, media}} / \zeta_s$	951	827
$Q_{\text{punta, media}}$	784	
$Q_{\text{punta, media}} / \zeta_b$	522	387
$Q_{c, tot, calc, media} / \zeta_t$	1474	1179

1214 kN }
1179 kN } 1179 kN

Calcolo Resistenza di progetto a Trazione (A1-M1)

Calcolo Rc,cal media	kN	Q / γ_i
$Q_{\text{laterale, media}}$	1427	
$Q_{\text{laterale, media}} / \zeta_s$	951	761

761 kN } A questo valore si deve aggiungere il peso del palo

SLE rara (D.M. 17.01.2018)

Calcolo Q_{amm} a compressione (SLE_rara)

$N_q = 15$

Calcolo Qtot	kN	Q / Fs
Q_{laterale}	1427	571
Q_{punta}	784	313
$Q_{\text{tot, res}}$	2211	884

884 kN } A questo valore si deve sottrarre il peso del palo

Calcolo Q_{amm} a trazione (SLE_rara)

Calcolo Qlaterale	kN	Q / Fs
Q_{laterale}	1427	476

476 kN } A questo valore si deve aggiungere il peso del palo

CONFRONTO RISULTATI

SLU_DA2 (A1_M1_R3)	A)	Rd,c (COMPRESSIONE)	1016 kN	(D.M. 17.01.2018)
	B)	Rd,t (TRAZIONE)	887 kN	(D.M. 17.01.2018)
SLE_rara	C)	Qamm (COMPRESSIONE)	759 kN	(D.M. 88)
	D)	Qamm (TRAZIONE)	601 kN	(D.M. 88)

La verifica risulta ampiamente soddisfatta

4.4.5 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

SEZIONE A-A

Scala 1:100

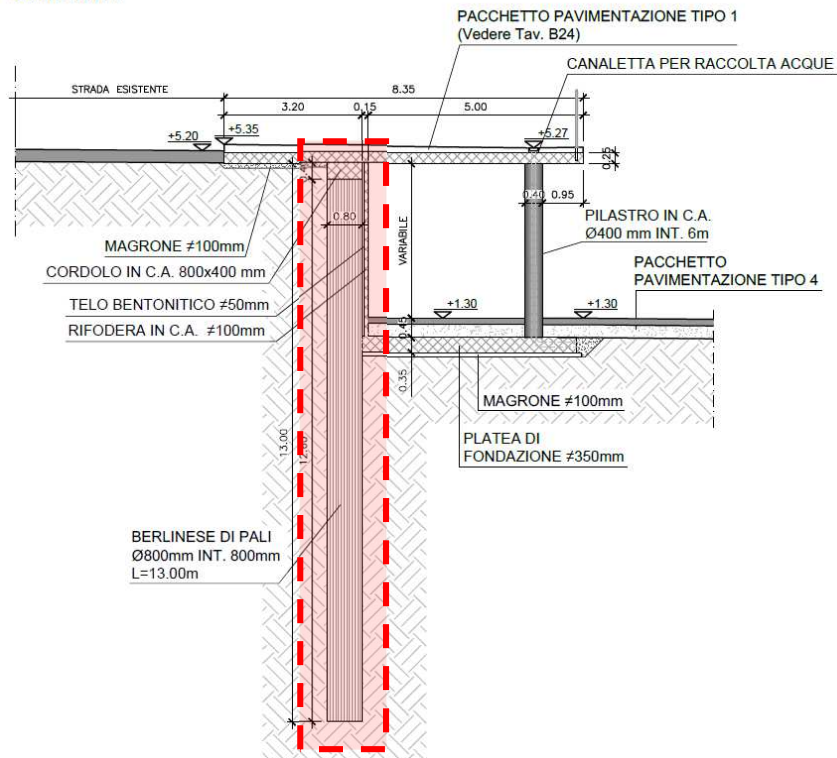
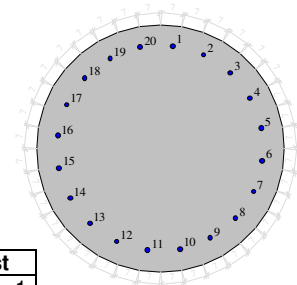


Figura 3. Sezione di progetto - Berlinese di pali - lato nord

Geometria sezione L=13.0 m

Sezione di verifica	Ø8000 mm
Armatura lato mare	20Ø16 mm
Staffe	Ø10/200 mm



Verifica di stato limite ultimo nella famiglia SLU:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	CS,Ncost	CS,Mx/My cost
1	2640100	0	0	1.834>1	1.834>1

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE:

Comb.	Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	sc,max(daN/cm ²)	sf,max(daN/cm ²)	sp,min(daN/cm ²)	sp,max(daN/cm ²)
2	1704000	0	0	-58.4	1969.4	0.0	0.0

Verifiche a fessurazione:

Unità di misura daN, cm
Sollecitazioni riferite al baricentro

Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
1704000	0	0	15	0.2275	0.2275	404	5.6269E-04	14.1	0.4	0.5	1	0.8

Verifiche a taglio

Staffe

Ø10/200 mm

RESISTENZA DI ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Sollecitazioni

sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	83,49	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN

Geometria della sezione

larghezza minima	b_w	80,00	cm
altezza	h	80,00	cm
copriferro al centro barra	c	7,00	cm
altezza utile	d	73,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	6400,00	cm ²

Resistenza a taglio

classe di resistenza del calcestruzzo		C32/40	
resistenza cilindrica caratt. a compressione	f_{ck}	32,00	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18,13	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	9,07	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa

Armatura a taglio

	$n_{b,sw}$	Φ [mm]	s [cm]	α [°]	A_{sw} [mm ²]
posizione 1	2	12	25	90	226,19
posizione 2	0	0	20	90	0,00
posizione 3	0	0	20	90	0,00

angolo puntoni di cls rispetto asse elemento	ϑ	45,0	°
$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.50$	$\cot \vartheta$	1,00	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0,00	MPa
coeff. maggiorativo	α_c	1	
coeff. riduttivo per fessurazione a taglio	ν	0,5	
resistenza a taglio-trazione	V_{Rsd}	193,84	kN
resistenza a taglio-compressione	V_{Rcd}	1985,60	kN
limite superiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,max}$	2647,47	kN
Resistenza a taglio con armatura specific	V_{Rd}	193,84	kN

≥ V_{Ed} - VERIFICATO

OK

4.5 CRITERI DI VERIFICA MURI DI SOSTEGNO

4.5.1 MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI STATICHE

6.5.3.1.1 Muri di sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

In generale, le ipotesi di calcolo delle spinte devono essere giustificate sulla base dei prevedibili spostamenti relativi manufatto-terreno, oppure determinate con un'analisi dell'interazione terreno-struttura. Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti

Tab. 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Coefficiente Parziale γ_M		
			EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{G1}

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

della filtrazione nel terreno. Nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno. I valori assunti per il relativo coefficiente di attrito devono essere giustificati in base alla natura dei materiali a contatto e all'effettivo grado di mobilitazione.

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro. In casi particolari, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e alle modalità costruttive, la presa in conto di un'aliquota (comunque non superiore al 50%) di tale resistenza è subordinata all'assunzione di effettiva permanenza di tale contributo, nonché alla verifica che gli spostamenti necessari alla mobilitazione di tale aliquota siano compatibili con le prestazioni attese dell'opera.

Nel caso di strutture miste o composite, le verifiche di stabilità globale devono essere accompagnate da verifiche di stabilità locale e di funzionalità e durabilità degli elementi singoli.

6.5.3.1.2 Paratie

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)*
 - collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
 - collasso per carico limite verticale;
 - sfilamento di uno o più ancoraggi;
 - instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;
 - instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.

Le verifiche nei riguardi degli stati limite idraulici (UPL e HYD) devono essere eseguite come descritto nel § 6.2.4.2.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1 considerando le due combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II, con i coefficienti γ_R del gruppo R1 pari all'unità.

Per le paratie, i calcoli di progetto devono comprendere la verifica degli eventuali ancoraggi, puntoni o strutture di controventamento.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \phi'/2$, ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

6.5.3.2 VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE)

In tutti i casi, nelle condizioni di esercizio, gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante devono essere valutati per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità di manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

In presenza di manufatti particolarmente sensibili agli spostamenti dell'opera di sostegno, deve essere sviluppata una specifica analisi dell'interazione tra opere e terreno, tenendo conto della sequenza delle fasi costruttive.

4.5.2 MURI DI SOSTEGNO IN CONDIZIONI SISMICHE

7.11.6.2 MURI DI SOSTEGNO

I sistemi di drenaggio a tergo della struttura devono essere in grado di tollerare gli spostamenti transitori e permanenti indotti dal sisma, senza che sia pregiudicata la loro funzionalità.

7.11.6.2.1 Metodi di analisi

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti.

Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

dove

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_S \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$$\beta_m = 0.38 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)}.$$

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

7.11.6.2.2 Verifiche di sicurezza

Per muri di sostegno ubicati in corrispondenza di versanti o in prossimità di pendii naturali devono essere soddisfatte le condizioni di stabilità del pendio, in presenza della nuova opera, con i metodi di analisi di cui al § 7.11.3.5. Deve inoltre essere soddisfatta la verifica di stabilità del complesso muro-terreno con i criteri indicati al § 7.11.4 nonché le verifiche di sicurezza delle fondazioni riportate al § 7.11.5.

Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni nel rispetto della condizione [6.2.1], ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto con i coefficienti parziali γ_R indicati nella tabella 7.11.III.

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Le azioni da considerare nelle analisi di sicurezza delle fondazioni sono fornite dalla spinta esercitata dal terrapieno, dalle azioni gravitazionali permanenti e dalle azioni inerziali agenti nel muro, nel terreno e negli eventuali sovraccarichi.

La verifica nei confronti dello stato limite di scorrimento può essere eseguita anche con il metodo degli spostamenti (§ 7.11.3.5.2). L'accelerazione critica deve essere valutata utilizzando i valori caratteristici dei parametri di resistenza. Le condizioni dell'opera possono essere riferite al raggiungimento di uno stato limite ultimo (SLV) o di esercizio (SLD) in dipendenza del valore di soglia dello spostamento. La valutazione delle condizioni di sicurezza è effettuata mediante il confronto tra lo spostamento calcolato e il corrispondente valore di soglia. I criteri di scelta dei valori limite di spostamento devono essere illustrati e giustificati dal progettista.

In aggiunta alle verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi SLV, devono essere condotte verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio SLD. In particolare, gli spostamenti permanenti indotti dal sisma devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera e con quella di eventuali strutture o infrastrutture interagenti con essa.

4.5.3 DESCRIZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA

In zona sismica per l'opera di sostegno viene condotta una analisi pseudostatica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.6).

Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

$$k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g) \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.7]$$

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.8]$$

Dove: β_m è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito (§3.2.3.2);

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio (§3.2.3.2);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_m sono 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV), 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD); per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno assume valore unitario.

Il coefficiente S_s di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_s sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro.

L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi.

La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;

K è il coefficiente di spinta del terreno;

h è l'altezza del muro;

E_{ws} è la spinta idrostatica;

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato come nel caso statico ma con le seguenti modifiche*:

- nel caso di terreno sotto falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \tan \theta_B = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \cdot \frac{k_h}{1 - k_v}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno saturo;

γ_w è il peso specifico dell'acqua;

- nel caso di terreno sopra falda, applicando una rotazione al profilo del muro e degli strati di terreno, secondo le espressioni

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

*eccetto il metodo di Mononobe-Okabe, che include il sisma in modo nativo nella formulazione.

L'acqua interstiziale viene considerata non libera all'interno dello scheletro solido del terreno, trattando quindi quest'ultimo come un mezzo monofase. In presenza di acqua libera sulla faccia del muro viene aggiunta la sovrappressione (considerata agente nel caso peggiore, cioè da monte verso valle) dovuta all'effetto idrodinamico, secondo la relazione:

$$q(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove: h è l'altezza totale della zona interessata dall'acqua libera;

z è la distanza dal pelo libero dell'acqua;

4.5.4 STABILITÀ GLOBALE

In presenza di sisma viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 NTC, paragrafo 7.11.3.5, 7.11.4), secondo cui l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, proporzionale al peso del volume di terreno instabile ed ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

Dove: β_s è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito, in funzione della zona sismica;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

I valori di β_s sono riportati nella normativa in Tab. 7.11.I, in funzione della categoria di sottosuolo e della accelerazione orizzontale massima a_g .

Il coefficiente S_S di amplificazione stratigrafica è funzione dei terreni del sito ed ha valore unitario sul terreno di riferimento; i valori minimi e massimi di S_S sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.IV.

Il coefficiente S_T di amplificazione topografica è maggiore di 1 per strutture in sommità di un pendio o in cresta, mentre è unitario negli altri casi; i valori massimi di S_T sono riportati nella normativa in Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografica della superficie.

Il calcolo viene condotto nelle combinazioni stabilite dal progettista, con i coefficienti parziali sulle azioni, sui materiali e resistenze indicati; di default vengono create combinazioni per il caso statico e sismico.

4.5.5 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLE SPINTE

La teoria di Mononobe-Okabe fa uso del *metodo dell'equilibrio limite* e può essere considerata una estensione del metodo di Coulomb, in cui alle usuali spinte al contorno del cuneo instabile di terreno vengono sommate anche le azioni inerziali orizzontali e verticali dovute all'accelerazione delle masse.

- Le ipotesi che stanno alla base del metodo sono quindi:
- Terreno isotropo, omogeneo e dotato di attrito e/o coesione.
- Terreno che, a causa degli spostamenti del muro, si trova in uno stato di equilibrio plastico.
- Superficie di rottura piana.
- Superficie superiore del cuneo anche inclinata ma di forma piana.
- La resistenza per attrito e per coesione si sviluppa uniformemente lungo la superficie di rottura.
- Può esistere attrito tra paramento del muro e terreno, che si sviluppa al primo spostamento del muro.
- Il paramento del muro può essere inclinato ma non spezzato in più parti.
- L'effetto delle accelerazioni k_h e k_v viene intrinsecamente considerato nel baricentro del cuneo instabile.

Le spinte Attiva e Passiva si calcolano come:

$$P_{a/p} = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{a/p}$$

il coefficiente $K_{a/p}$ viene calcolato utilizzando la formulazione di Mononobe-Okabe proposta nell'ordinanza 3274 e successiva correzione 3316, in cui i simboli usati sono:

ϕ = angolo di attrito interno del terreno.

ψ = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete interessata del muro.

β = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno.

δ = angolo di attrito terreno-muro.

θ = angolo di rotazione aggiuntiva definito come segue.

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 + \mu k_v}$$

Il coefficiente per stati di spinta attiva si divide in due casi:

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

Il coefficiente per stati di spinta passiva è invece:

$$K_p = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi + \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \cdot \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}$$

Nel caso di accelerazione sismica solo orizzontale l'angolo θ è unico e la spinta attiva e passiva risulta univocamente determinata; viceversa le formule forniscono due distinti valori, che corrispondono alla presenza di accelerazione sismica verticale verso l'alto e verso il basso.

4.5.6 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLA PORTANZA

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Brinch-Hansen, nel caso generale:

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

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

γ = peso di volume dello strato di fondazione;

B = larghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $B = B_f - 2e$);

L = lunghezza efficace della fondazione (depurata dell'eventuale eccentricità del carico $L = L_f - 2e$);

c = coesione dello strato di fondazione;

c_u = coesione non drenata dello strato di fondazione;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_y, N_c, N_q = fattori di capacità portante;

s_y, s_c, s_q = fattori di forma della fondazione;

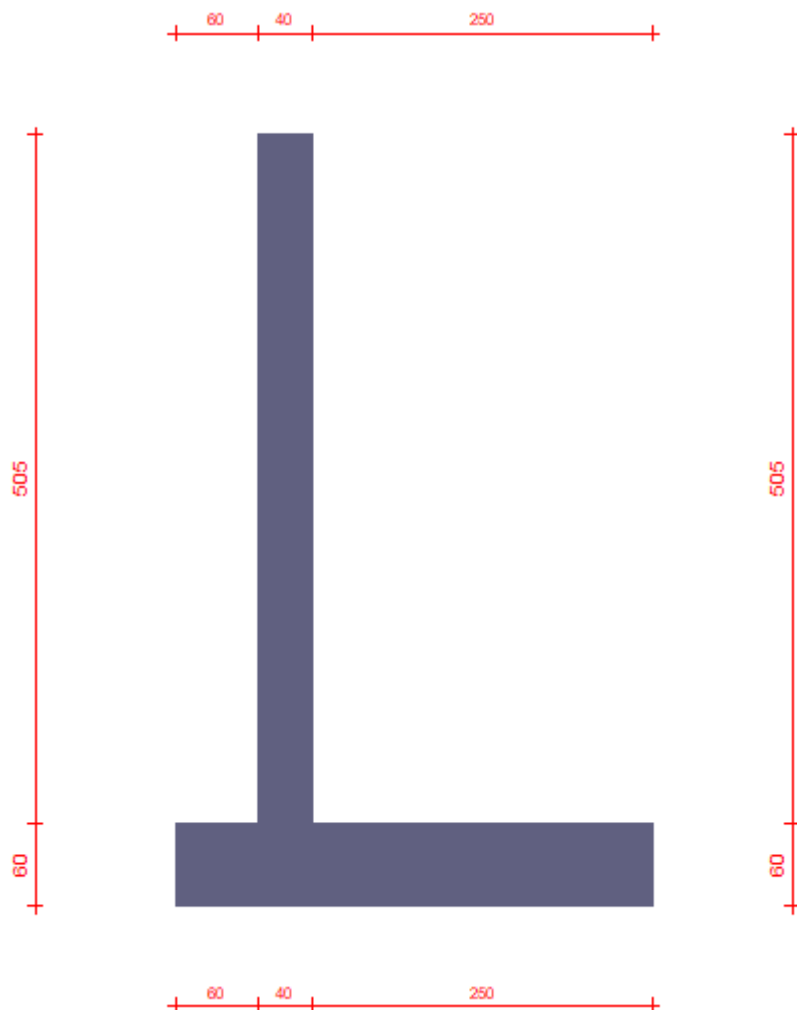
d_y, d_c, d_q = fattori di profondità del piano di posa della fondazione.

i_y, i_c, i_q = fattori di inclinazione del carico;

b_y, b_c, b_q = fattori di inclinazione della base della fondazione;

4.5.7 MURO DI SOSTEGNO - RAMPA DI ACCESSO EST

4.5.7.1 MURO DI SOSTEGNO DI TIPO 1 (H MAX= 5 M)



4.5.7.2 Analisi dei carichi

4.5.7.3 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali della struttura viene calcolato automaticamente dal programma considerando un peso specifico di 25 KN/m³.

4.5.7.4 Carichi accidentali

Nelle verifiche si considera un carico uniformemente distribuito pari a 20 kN/m² pari al carico utilizzato nel caso di ambienti affollati.

4.5.7.5 Spinte statiche delle terre

Le spinte statiche delle terre vengono valutate con coefficiente di spinta attiva K_a . Si considereranno in ogni caso le spinte dovute alla componente sismica come specificato nel paragrafo seguente.

4.5.7.6 Spinte sismiche delle terre

Le spinte sismiche delle terre sono valutate secondo §7.11.6.2.1 NTC: l'azione sismica è valutata considerando la trattazione di Mononobe-Okabe. Le sovraspinte orizzontali si considerano sempre agenti verso l'esterno della struttura.

La determinazione dei coefficienti sismici per il calcolo dei muri di sostegno è stata condotta in accordo al paragrafo 7.11.6.2.1 del DM 17/01/2018; in particolare, assumendo:

- Coefficiente di deformabilità $\beta_m = 0.38$

Risulta:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0.102$$
$$k_v = \pm 0.5k_h = 0.051$$

4.5.7.7 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti. Il piano di posa della fondazione è a quota -0.24 m slmm.

4.5.7.8 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro: 350 cm

Altezza totale del muro: 565 cm

Peso specifico del muro: 2500 daN/m³

Peso specifico delle falde: 1000 daN/m³

Paramento

Base inf. : 40 cm

Base sup. : 40 cm

Altezza: 505 cm

Disassamento: 0 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza: 60 cm

Alt.interna: 60 cm

Alt.esterna: 60 cm

Disassamento: 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza: 40 cm

Altezza a sx: 60 cm

Altezza a dx: 60 cm

Sfalsamento: 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza: 250 cm

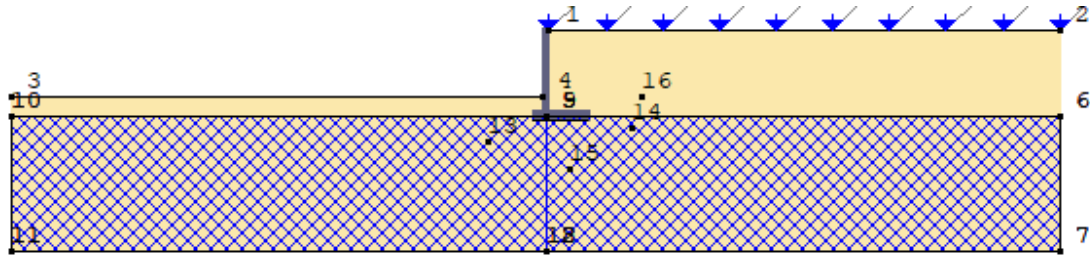
Alt.interna: 60 cm

Alt.esterna: 60 cm

Disassamento: 0 cm

4.5.7.9 Caratteristiche dei terreni

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	AI	OCR	Ko	E	G
1	Sabbia densa	2100	1900	36.00	0.000	0.000	0.00	0.00	1.00	0.41	500	200



4.5.7.10 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm²

Comp.variabale di carico uniforme a monte: -0.20 daN/cm²

4.5.7.11 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio: 1

Pressione limite sul terreno per abbassamento: 2.5 daN/cm²

Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione: 65.9 cm (comb. SIS-1)

Momento rispetto al baricentro della fondazione: 23274 daN cm (comb. SIS-1)

Larghezza reagente minima in fondazione: 327 cm (comb. SIS-1)

Tensione max sul terreno allo spigolo di valle: 2.2 daN/cm² (comb. STR-4)

Tensione max sul terreno allo spigolo di monte: 0.94 daN/cm² (comb. STR-3)

4.5.7.12 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-2

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Moltiplicatore spinta passiva per traslazione: 0

Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione: 0.36

Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione: 0.39

Sforzo normale sul piano di posa della fondazione: 113 daN

Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione: 0 daN

Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione: 40 daN

Coefficiente parziale gammaR scorrimento: 1

Coefficiente limite verifica alla traslazione: 1

Coefficiente di sicurezza alla traslazione: 1.09

4.5.7.13 Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-3

Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento: 0

Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle: 42848 daN cm

Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle: -69680 daN cm

Coefficiente parziale gammaR ribaltamento: 1

Coefficiente limite verifica al ribaltamento: 1

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento: 1.63

4.5.7.14 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1

Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)

Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno: 0

Inclinazione media del pendio circostante la fondazione: 0 °

Profondità del piano di posa: 140 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa: 0.271 daN/cm²
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione: 36 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione: 0.0011 daN/cm³
Inclinazione della risultante rispetto alla normale: 23.5 °
Base efficace: 201 cm
Carico tangenziale al piano di posa: 153.8 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.): 353.4 daN/cm
Carico ultimo della fondazione: 807 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite: 1000 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite: 1.2
Coefficiente limite verifica al carico limite: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite : 1.9

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N _c = 51	N _q = 38	N _g = 40
Coefficienti di forma	s _c = 1	s _q = 1	s _g = 1
Coefficienti di profondità	d _c = 1.16	d _q = 1.1	d _g = 1
Coefficienti di inclinazione del carico	i _c = 0.27	i _q = 0.29	i _g = 0.16
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	b _c = 1	b _q = 1	b _g = 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	g _c = 1	g _q = 1	g _g = 1

4.5.7.15 Verifica di sollevamento idraulico (Stato limite UPL - upload)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: STR-1
Forza stabilizzante sovrastante il piano posa (Rd): -346.8 daN/cm
Sottospinta idraulica verticale (Ed): 8.4 daN/cm
Coefficiente limite verifica al sollevamento (upload): 1
Coefficiente di sicurezza al sollevamento (upload) : 41.28

4.5.7.16 Analisi di stabilità globale

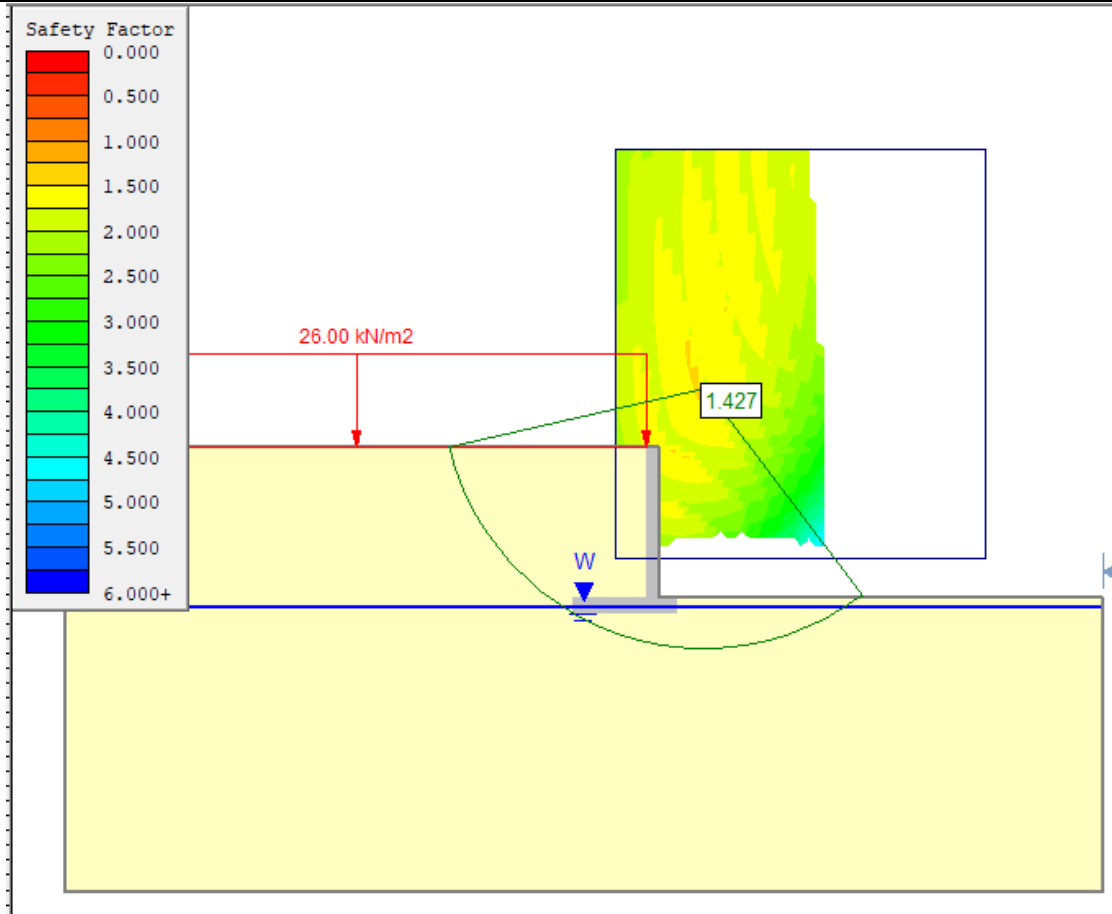
Parametri geotecnici combinazione A2M2R2:

Strato di Terreno	Terreno	γ dry kN/m ³	Strenght Type kN/m ³	φ' °	c' kPa
1	Sabbia	19	Mohr-Coulomb	29	0
2	Calcestruzzo	25	Infinite strenght	-	-

Parametri geotecnici combinazione sismica:

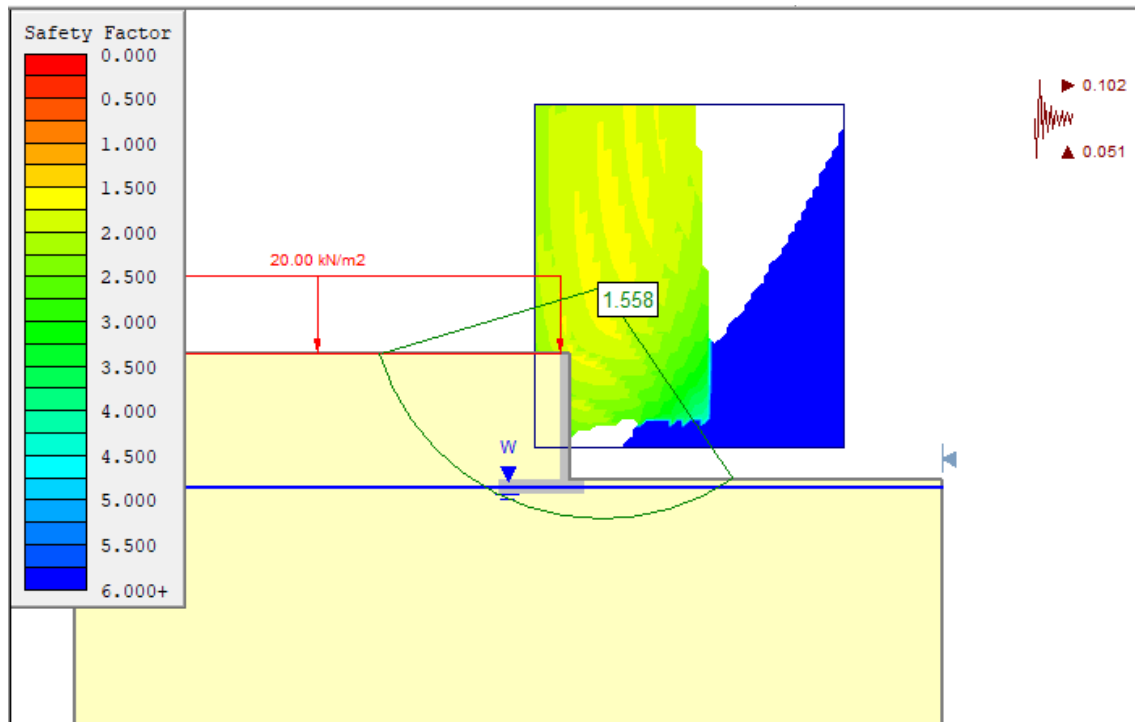
Strato di Terreno	Terreno	γ dry kN/m ³	Strenght Type kN/m ³	φ' °	c' kPa
1	Sabbia	19	Mohr-Coulomb	35	0
2	Calcestruzzo	25	Infinite strenght	-	-

Analisi di stabilità in combinazione statica SLU (A2M2R2):



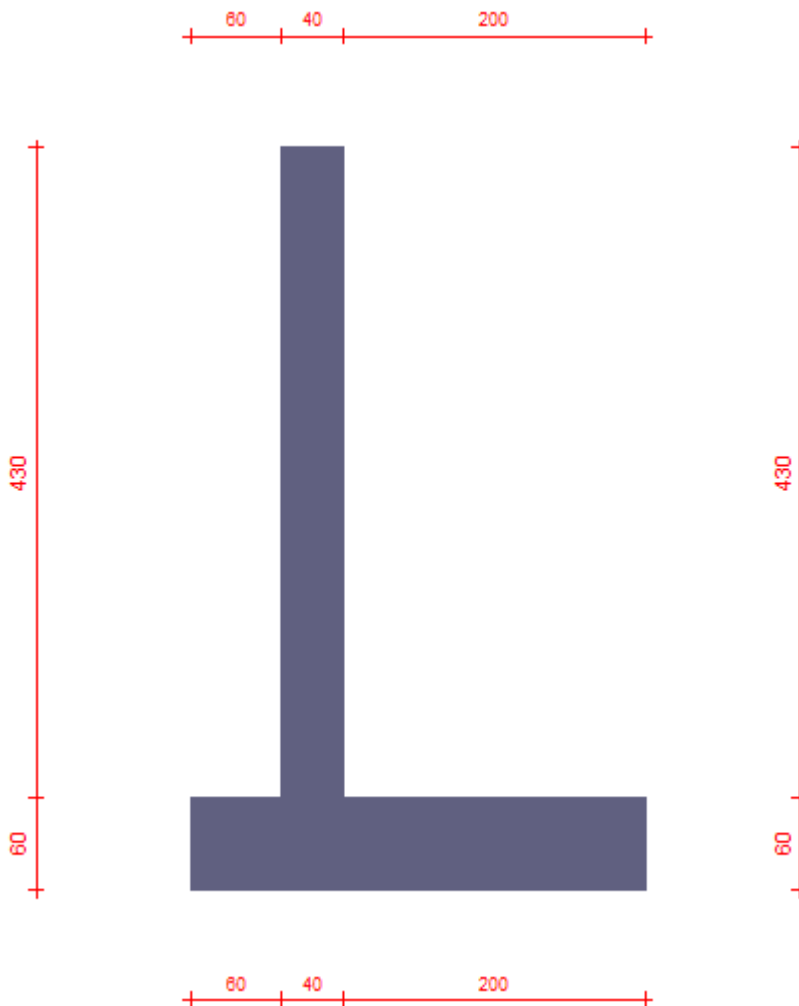
coefficiente di sicurezza FS = 1.427 > 1.1 = R2

Analisi di stabilità in combinazione sismica SLV (A2M1R2)



coefficiente di sicurezza FS = 1.558 > 1.2 = R2

4.5.8 MURO DI SOSTEGNO DI TIPO 2 (H MAX= 4 M)



4.5.8.1 Analisi dei carichi

4.5.8.2 Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali della struttura viene calcolato automaticamente dal programma considerando un peso specifico di 25 kN/m³.

4.5.8.3 Carichi accidentali

Nelle verifiche si considera un carico uniformemente distribuito pari a 20 kN/m² pari al carico utilizzato nel caso di ambienti affollati.

4.5.8.4 Spinte statiche delle terre

Le spinte statiche delle terre vengono valutate con coefficiente di spinta attiva K_a . Si considereranno in ogni caso le spinte dovute alla componente sismica come specificato nel paragrafo seguente.

4.5.8.5 Spinte sismiche delle terre

Le spinte sismiche delle terre sono valutate secondo §7.11.6.2.1 NTC: l'azione sismica è valutata considerando la trattazione di Mononobe-Okabe. Le sovraspinte orizzontali si considerano sempre agenti verso l'esterno della struttura.

La determinazione dei coefficienti sismici per il calcolo dei muri di sostegno è stata condotta in accordo al paragrafo 7.11.6.2.1 del DM 17/01/2018; in particolare, assumendo:

- Coefficiente di deformabilità $\beta_m = 0.38$

Risulta:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0.102$$

$$k_v = \pm 0.5k_h = 0.051$$

4.5.8.6 Geometria del muro

La descrizione della geometria del muro si avvale di una duplice rappresentazione, una schematica, tramite la sezione trasversale, e l'altra in forma analitica tramite le dimensioni principali degli elementi costituenti. Il piano di posa della fondazione è a quota -0.24 m slmm.

4.5.8.7 Rappresentazione analitica

Il muro viene convenzionalmente suddiviso in blocchi principali ed eventuali accessori.

Ingombro globale

Larghezza totale del muro: 300 cm

Altezza totale del muro: 490 cm

Peso specifico del muro : 2500 daN/m³

Peso specifico delle falde : 1000 daN/m³

Paramento

Base inf. : 40 cm

Base sup. : 40 cm

Altezza : 430 cm

Disassamento : 0 cm

Mensola sinistra in fondazione

Larghezza : 60 cm

Alt.interna : 60 cm

Alt.esterna : 60 cm

Disassamento : 0 cm

Zoccolo centrale in fondazione

Larghezza : 40 cm

Altezza a sx : 60 cm

Altezza a dx : 60 cm

Sfalsamento : 0 cm

Mensola destra in fondazione

Larghezza : 200 cm

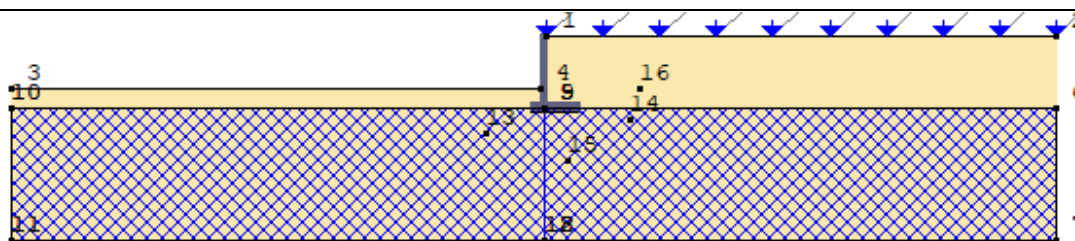
Alt.interna : 60 cm

Alt.esterna : 60 cm

Disassamento : 0 cm

4.5.8.8 Caratteristiche dei terreni

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	AI	OCR	Ko	E	G
1	Sabbia densa	2100	1900	36.00	0.000	0.000	0.00	0.00	1.00	0.41	500	200



4.5.8.9 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte : 0 daN/cm²
Comp.variabile di carico uniforme a monte : -0.20 daN/cm²

4.5.8.10 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio : 0
Pressione limite sul terreno per abbassamento : 2.5 daN/cm²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione : 62.1 cm (comb. SIS-1)
Momento rispetto al baricentro della fondazione : 16004 daN cm (comb. SIS-1)
Larghezza reagente minima in fondazione : 264 cm (comb. SIS-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle : 2.07 daN/cm² (comb. STR-4)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte : 0.65 daN/cm² (comb. STR-3)

4.5.8.11 Verifica allo scorrimento sul piano di posa

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per traslazione : 0
Coefficiente di attrito caratteristico terreno-fondazione : 0.45
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione : 0.45
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione : 258 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione : 0 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione : 113 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento : 1
Coefficiente limite verifica alla traslazione : 1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione : 1.02

4.5.8.12 Verifica a ribaltamento

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: EQU-3
Moltiplicatore spinta passiva per ribaltamento : 0
Momento ribaltante rispetto allo spigolo di valle : 26732 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle : -44026 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento : 1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento : 1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento : 1.65

4.5.8.13 Verifica di collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: SIS-1
Verifica condotta in condizioni drenate (a lungo termine)
Moltiplicatore spinta passiva per portanza terreno : 0
Inclinazione media del pendio circostante la fondazione : 0 °
Profondità del piano di posa : 140 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa : 0.271 daN/cm²
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione : 36 °

Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	: 0.0011 daN/cm ³
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	: 23.6 °
Base efficace	: 176 cm
Carico tangenziale al piano di posa	: 112.4 daN/cm
Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	: 257.7 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	: 695.9 daN/cm
Lunghezza Fondazione per verifica carico limite	: 1000 cm
Coefficiente parziale gammaR carico limite	: 1.2
Coefficiente limite verifica al carico limite	: 1
Coefficiente di sicurezza al carico limite	: 2.25

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	N _c = 51	N _q = 38	N _g = 40
Coefficienti di forma	S _c = 1	S _q = 1	S _g = 1
Coefficienti di profondità	d _c = 1.19	d _q = 1.12	d _g = 1
Coefficienti di inclinazione del carico	i _c = 0.27	i _q = 0.29	i _g = 0.16
Coefficienti di inclinazione del piano di posa della fondazione	b _c = 1	b _q = 1	b _g = 1
Coefficienti di inclinazione del pendio	g _c = 1	g _q = 1	g _g = 1

4.5.8.14 Verifica di sollevamento idraulico (Stato limite UPL - upload)

Combinazione che ha prodotto il valore peggiore: STR-1

Forza stabilizzante sovrastante il piano posa (Rd) : -252.9 daN/cm

Sottospinta idraulica verticale (Ed) : 7.2 daN/cm

Coefficiente limite verifica al sollevamento (upload) : 1

Coefficiente di sicurezza al sollevamento (upload) : 35.13

4.5.8.15 Analisi di stabilità globale

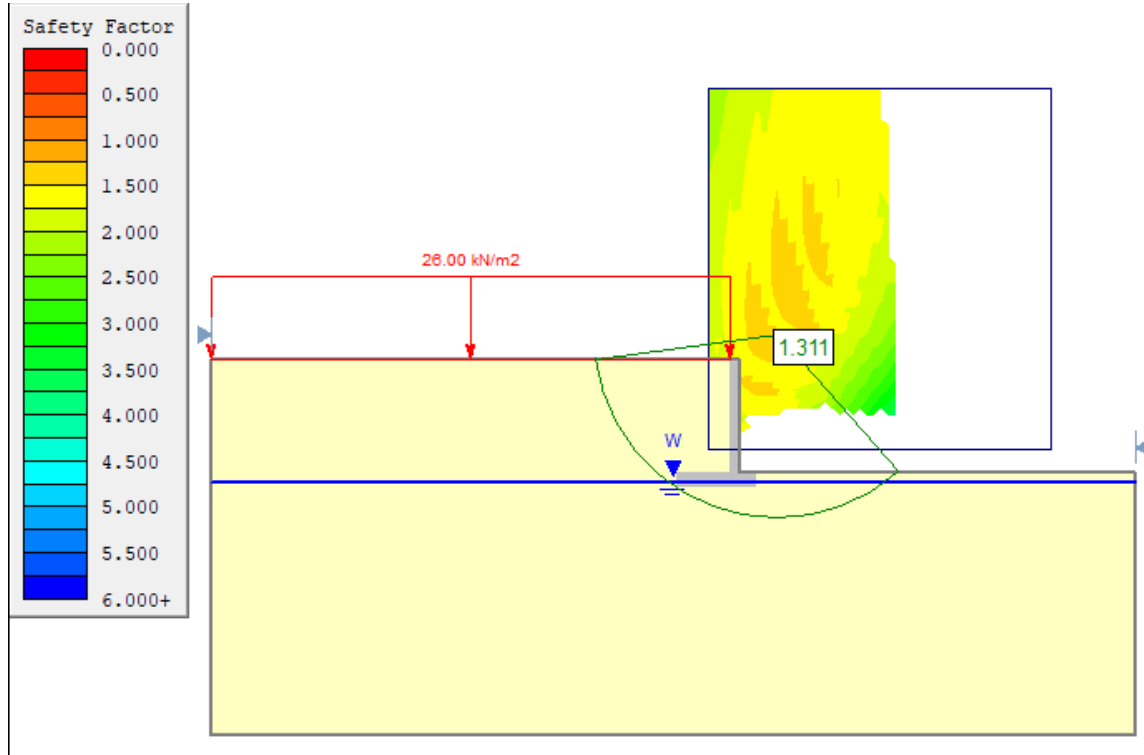
Parametri geotecnici combinazione A2M2R2:

Strato di Terreno	Terreno	γ dry kN/m ³	Strenght Type kN/m ³	φ' °	c' kPa
1	Sabbia	19	Mohr-Coulomb	29	0
2	Calcestruzzo	25	Infinite strenght	-	-

Parametri geotecnici caratteristici per combinazione sismica:

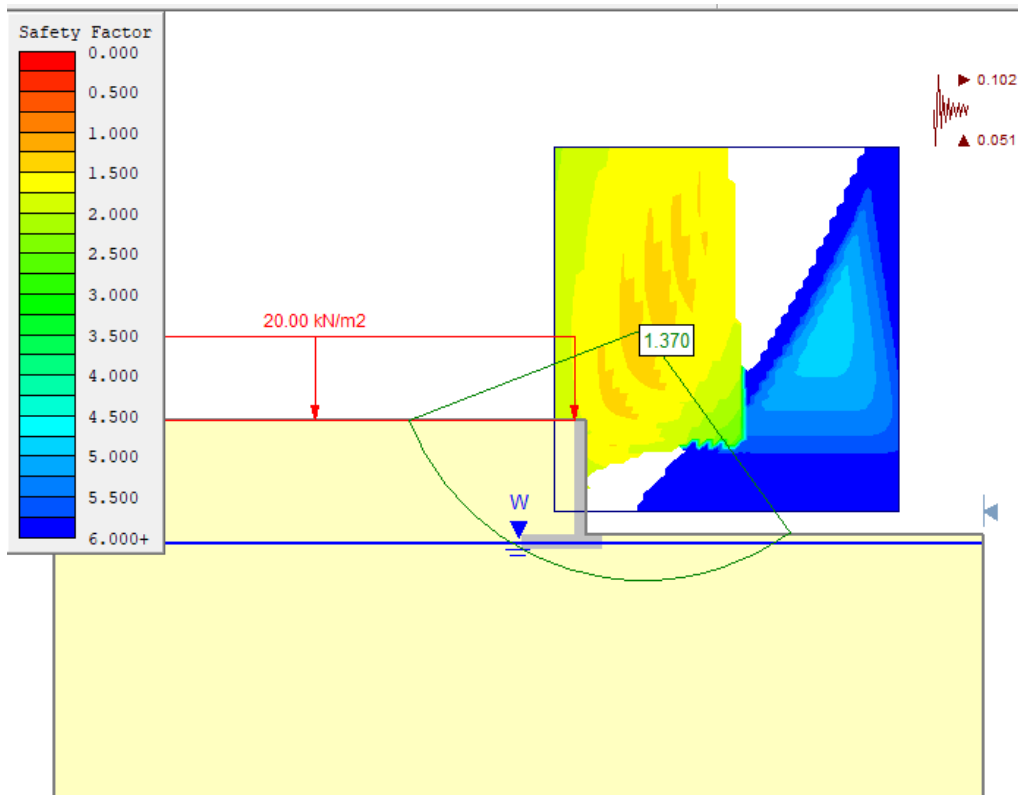
Strato di Terreno	Terreno	γ dry kN/m ³	Strenght Type kN/m ³	φ' °	c' kPa
1	Sabbia	19	Mohr-Coulomb	35	0
2	Calcestruzzo	25	Infinite strenght	-	-

Analisi di stabilità in combinazione statica SLU (A2M2R2):



coefficiente di sicurezza $FS = 1.311 > 1.1 = R2$

Analisi di stabilità in combinazione sismica SLV (A2M1R2)



coefficiente di sicurezza $FS = 1.370 > 1.2 = R2$

5.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le condizioni elementari di carico sono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

Le condizioni elementari di carico sono:

- peso proprio delle strutture $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- carichi permanenti non strutturali (vedere specifico paragrafo analisi dei carichi);
- carichi variabili (per sola manutenzione e schema 1 carichi tandem);
- neve;
- vento;
- temperatura;
- sisma.

5.1.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio viene determinato in funzione delle dimensioni degli elementi strutturali e del peso specifico del materiale:

$$\gamma_{cls, \text{armato}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

5.1.2 CARICHI PERMANENTI

I valori dei carichi permanenti di solaio e copertura sono riportati nello specifico al paragrafo delle analisi dei carichi.

5.1.3 CARICHI VARIABILI

I carichi variabili minimi sono prescritti dalla Normativa vigente in tabella 3.1. Il D.M. 17.01.2018 e correlati alla destinazione d'uso dei locali.

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
	Ambienti ad uso commerciale			
D	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri Commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
E	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	$\geq 6,00$	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
	Coperture			
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Il carico dei veicoli è valutato secondo quanto prescritto dalla Normativa vigente al capitolo 5 del D.M 17.01.2018.

5.1.3.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurtia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurtia e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{1,a}$, $q_{1,b}$ e $q_{1,c}$.

$$q_{1,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,28} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.1]$$

$$q_{1,b} = 88,71 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,28} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.2]$$

$$q_{1,c} = 77,12 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,28} \quad [\text{KN/m}] \quad [5.1.3]$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

5.1.3.3.4 Categorie Stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle due seguenti categorie:

ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

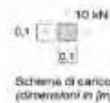
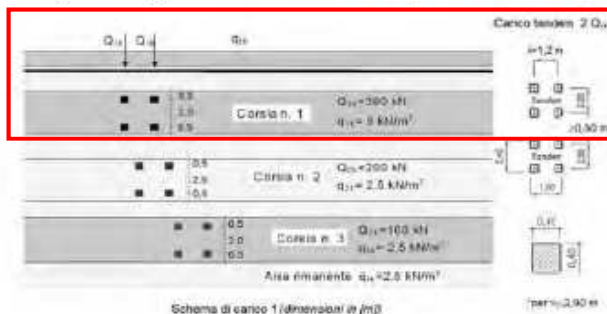
ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).

L'accesso ai ponti pedonali di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi, per geometria e carichi-asse, dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.



In caso di analisi sismica, parte dei carichi variabili è considerata massa sismica tramite un coefficiente convenzionale ψ_{2j} come definito nelle Norme Tecniche.

5.2 ANALISI DEI CARICHI

Cabina Enel

Peso proprio soletta (sp=25 cm)	$p_1 =$	6.25	kN/m ²
Sovraccarico permanente (impianti+tramezzi).....	$p_2 =$	8.00	kN/m ²
Impianti	=	7.6	kN/m ²
Tramezzi	=	0.40	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Sola manutenzione).....	$q_1 =$	0.50	kN/m ²


Copertura

Peso proprio (sp=30 cm).....	$p_1 =$	7.50	kN/m ²
Sovraccarico permanente	$p_2 =$	21.80	kN/m ²
Terreno di rinterro (sp=60cm).....	=	11.40	kN/m ²
Misto granulare (sp=40cm).....	=	6.40	kN/m ²
Calcestruzzo drenante (sp=20cm).....	=	4.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale	$q_1 =$	20.00	kN/m ²

5.2.1 NEVE

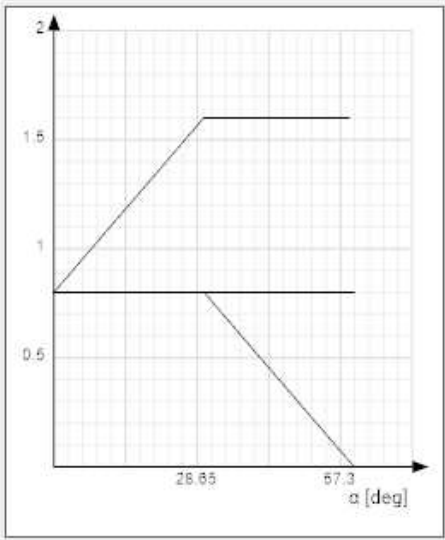
Zona

Zona valutata automaticamente in base alla local



Zona III

Coefficienti di forma per il carico neve



Classe topografica

Battuta dai venti Aree pianeggianti non ostruit ▼

Ce Default (0.90) ▼

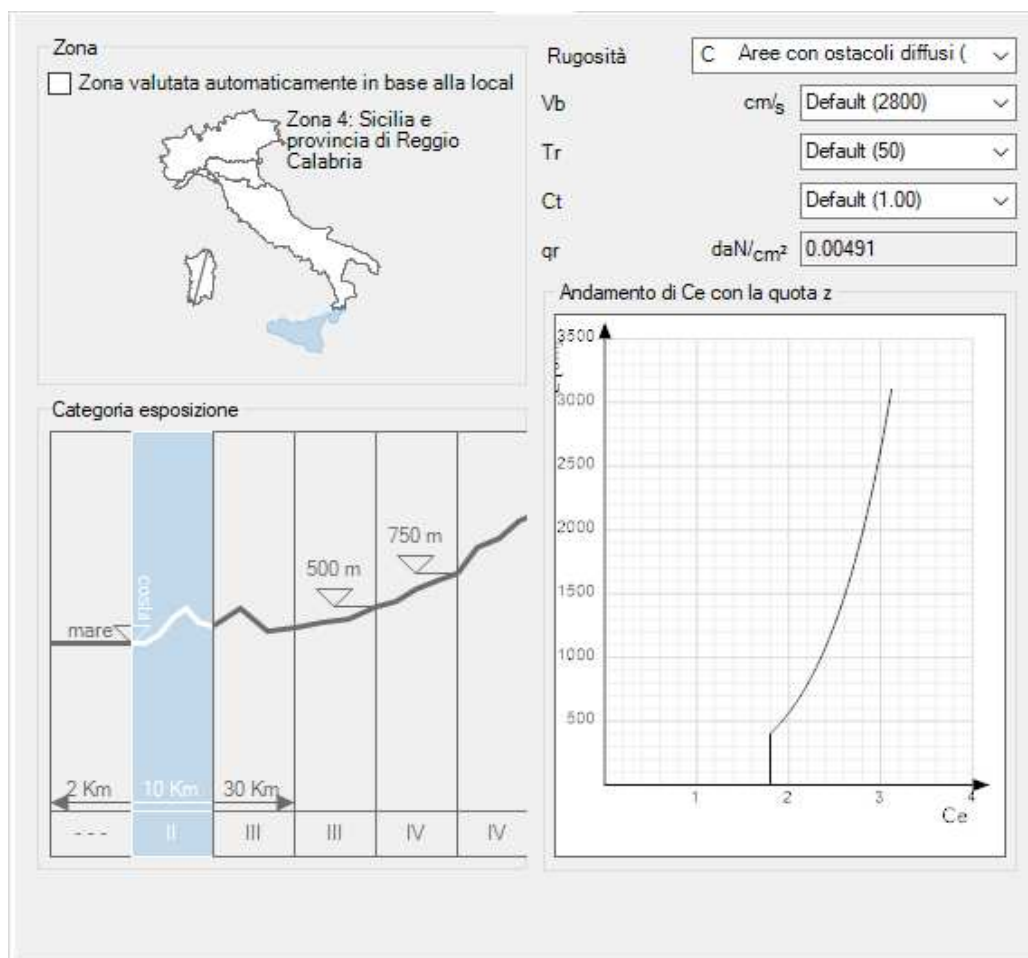
Ct Default (1.00) ▼

Tr Default (50.00) ▼

qsk daN/cm² Default (0.0060) ▼

Carichi da neve Dettagli... ▼

5.2.2 VENTO



5.2.3 TEMPERATURA

In conformità a quanto prescritto dalla Normativa Italiana si adottano i seguenti valori di variazione termica:

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

5.2.4 SPINTA DEL TERRENO

La spinta esercitata dal terreno sulla struttura è stata considerata considerando le seguenti caratteristiche meccaniche del terreno:

$$\gamma_{\text{terreno}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 35^\circ$$

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi = 0.42$$

5.2.5 SISMA

L'azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità del sito di costruzione.

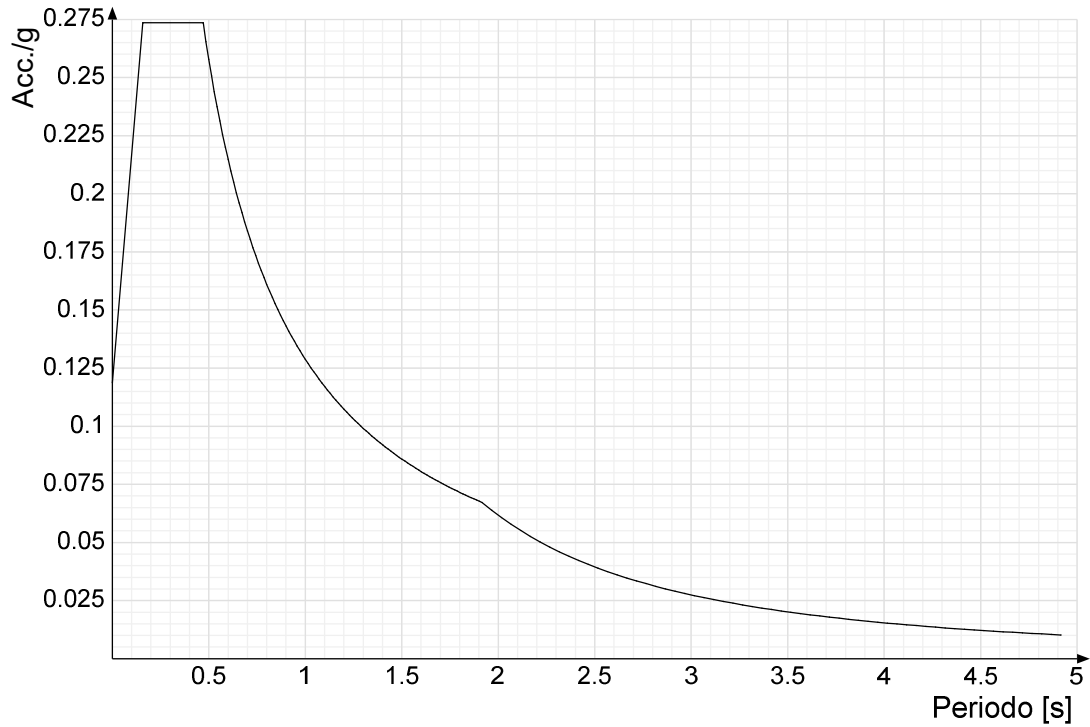
5.2.5.1 DEFINIZIONE STATI LIMITE D.M. 17/01/18

Metodo di analisi	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	
Vn	50	
Classe d'uso	III	
Vr	75	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Località	Catanzaro lido; Latitudine ED50 38,8918° (38° 53' 30''); ED50 16,5995° (16° 35' 58''); Altitudine s.l.m. 1 m.	
Longitudine	C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente a grana fina mediamente consistenti	
Categoria del suolo	T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$	
addensati o terreni		
Categoria topografica		
Ss orizzontale SLO	1.5	
Tb orizzontale SLO	0.157	[s]
Tc orizzontale SLO	0.471	[s]
Td orizzontale SLO	1.917	[s]
Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.164	[s]
Tc orizzontale SLD	0.491	[s]
Td orizzontale SLD	2.015	[s]
Ss orizzontale SLV	1.2814	
Tb orizzontale SLV	0.183	[s]
Tc orizzontale SLV	0.55	[s]
Td orizzontale SLV	2.744	[s]
Ss verticale	1	
Tb verticale	0.05	[s]
Tc verticale	0.15	[s]
Td verticale	1	[s]
St	1	
PVr SLO (%)	81	
Tr SLO	45.16	
Ag/g SLO	0.0792	
Fo SLO	2.303	
Tc* SLO	0.302	[s]
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	75.43	
Ag/g SLD	0.1038	
Fo SLD	2.312	
Tc* SLD	0.321	[s]
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	711.84	
Ag/g SLV	0.2859	
Fo SLV	2.44	
Tc* SLV	0.381	[s]
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	CD"B"	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[mm]
Regolarità in pianta	Si	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio C.A.	Si	
Tipologia C.A.	Strutture a pareti accoppiate $q_0 = 3.0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$	
α_u / α_1 C.A.	Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti	
$\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$		
Kw	0.515	
Edificio esistente	No	
T1,x	0.09819	[s]
T1,y	0.22884	[s]
λ SLO,x	1	
λ SLO,y	1	
λ SLD,x	1	
λ SLD,y	1	
λ SLV,x	1	
λ SLV,y	1	
Numero modi	30	
Metodo di Ritz	applicato	
Limite spostamenti interpiano SLD	0.005	
Fattore di comportamento per sisma SLD X	1.24	
Fattore di comportamento per sisma SLD Y	1.24	
Fattore di comportamento per sisma SLV X	1.85	
Fattore di comportamento per sisma SLV Y	1.85	

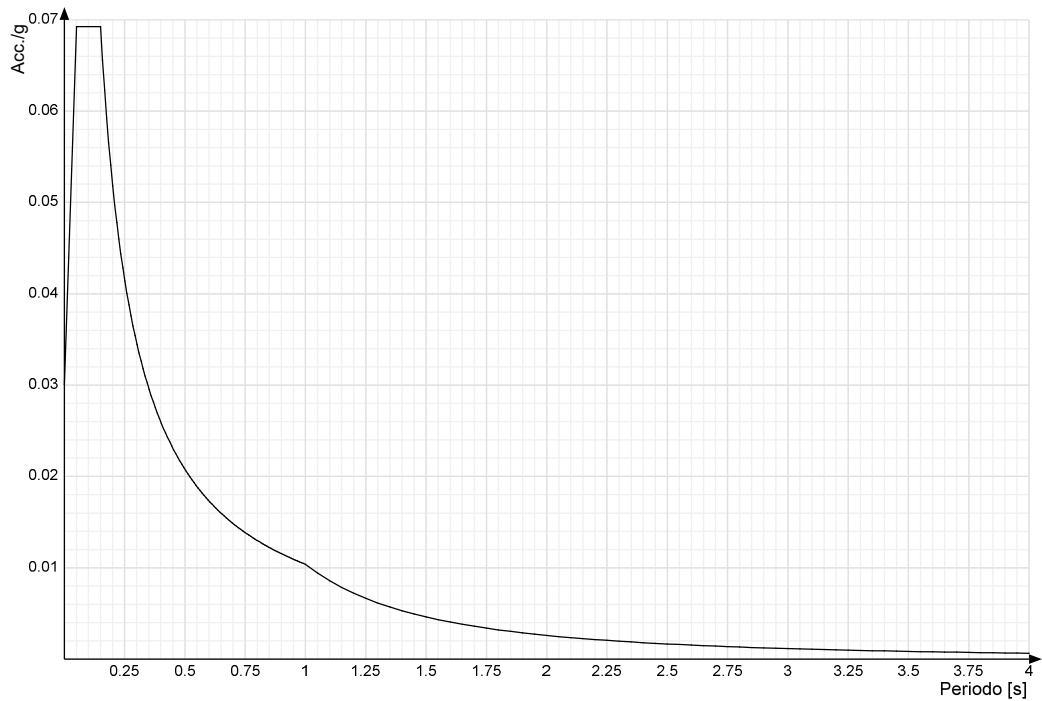
5.2.5.2 SPETTRI D.M. 17-01-18

Acc./g: Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.
Periodo: Periodo di vibrazione.

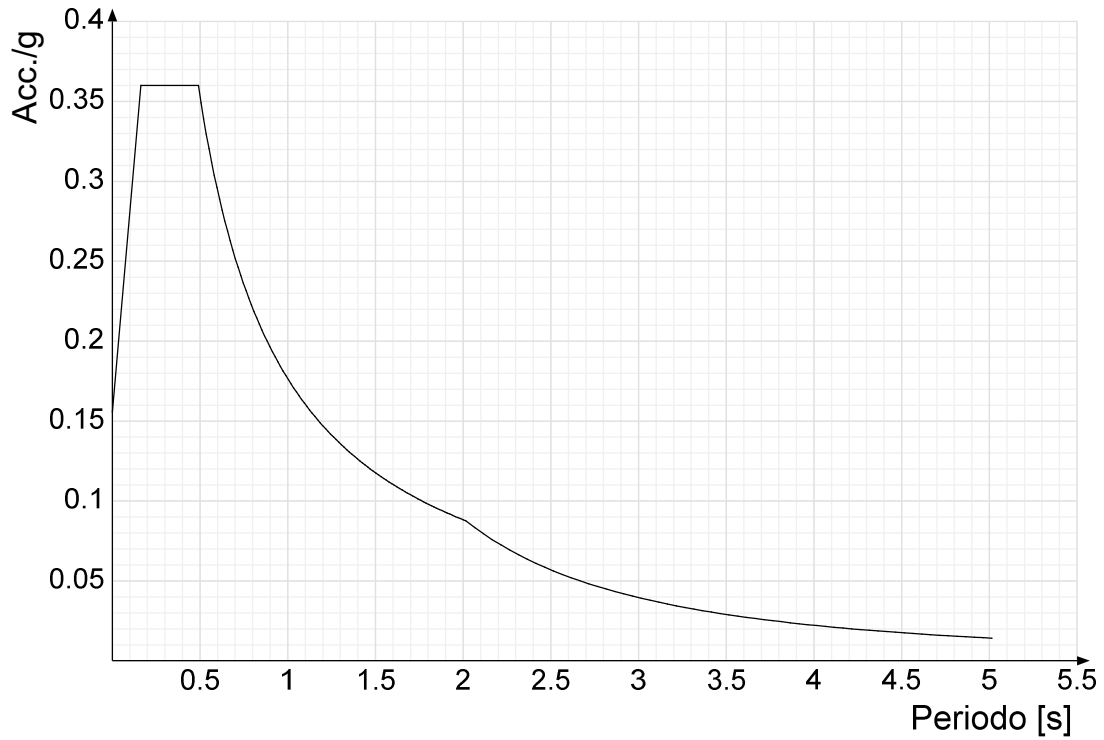
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



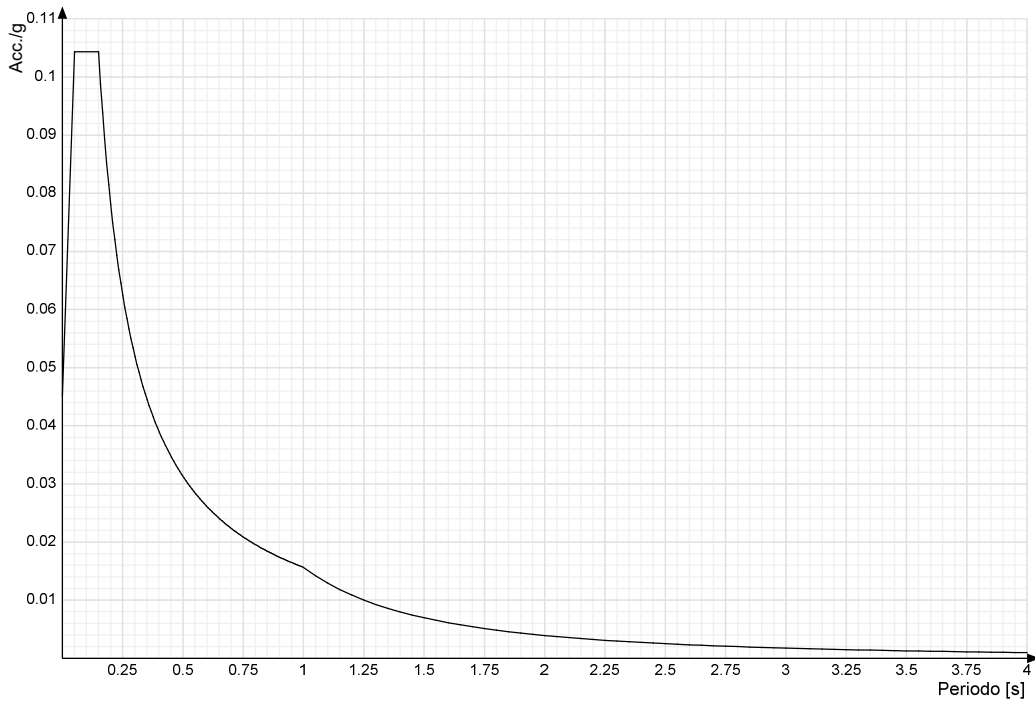
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



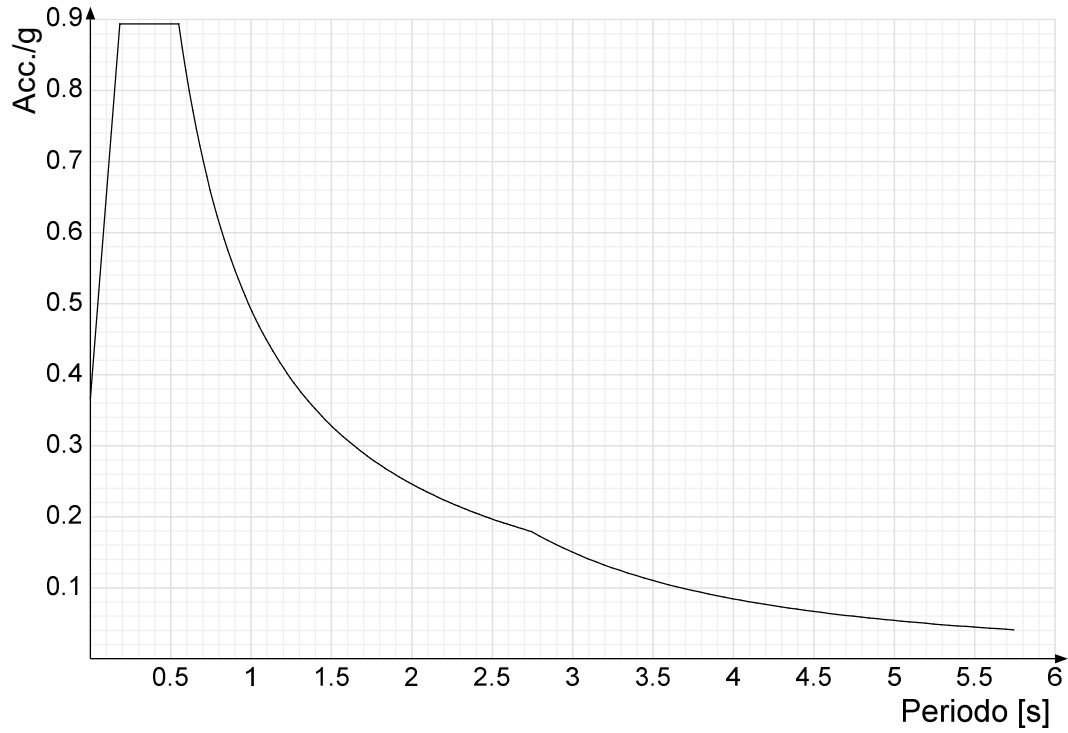
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



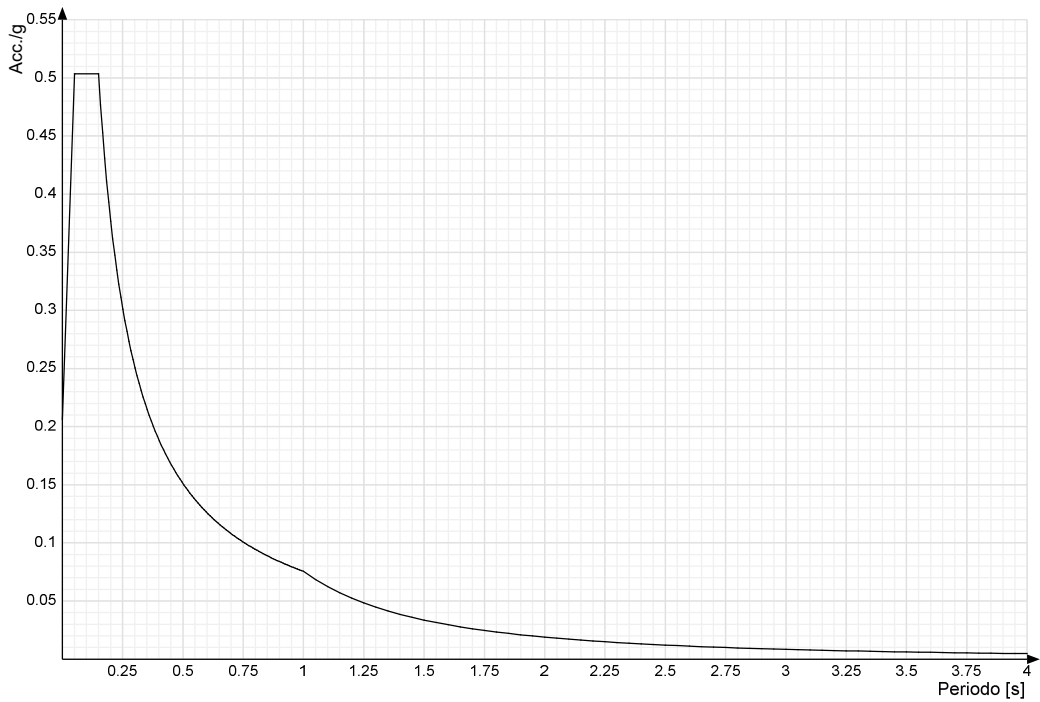
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



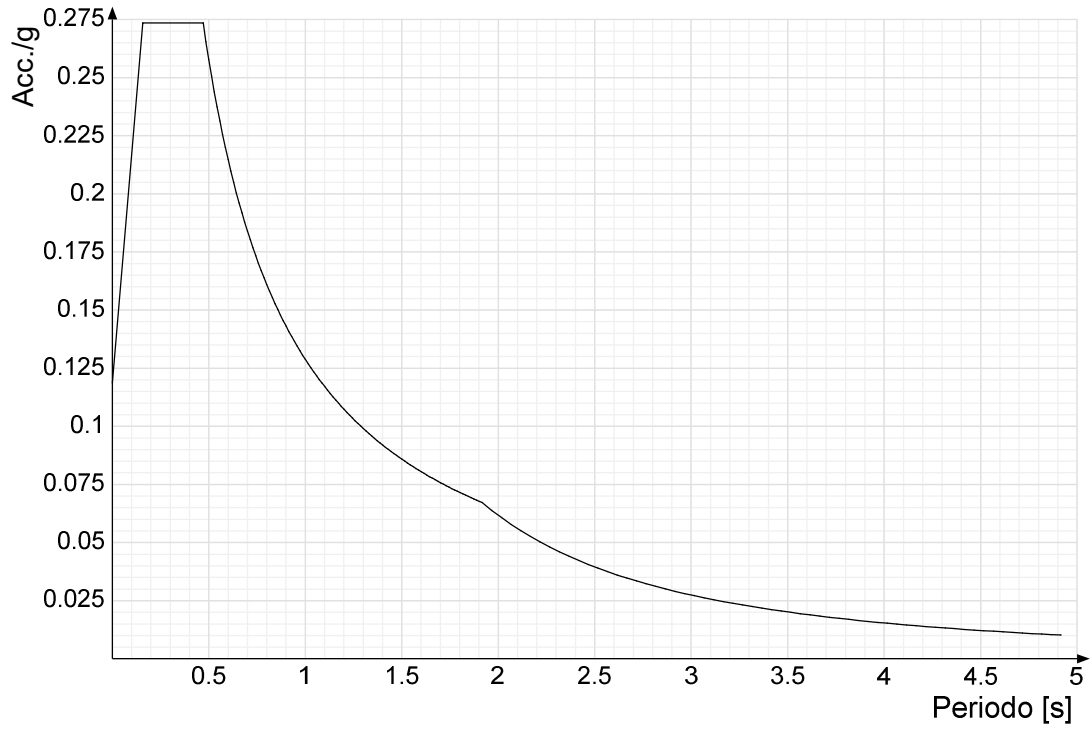
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]



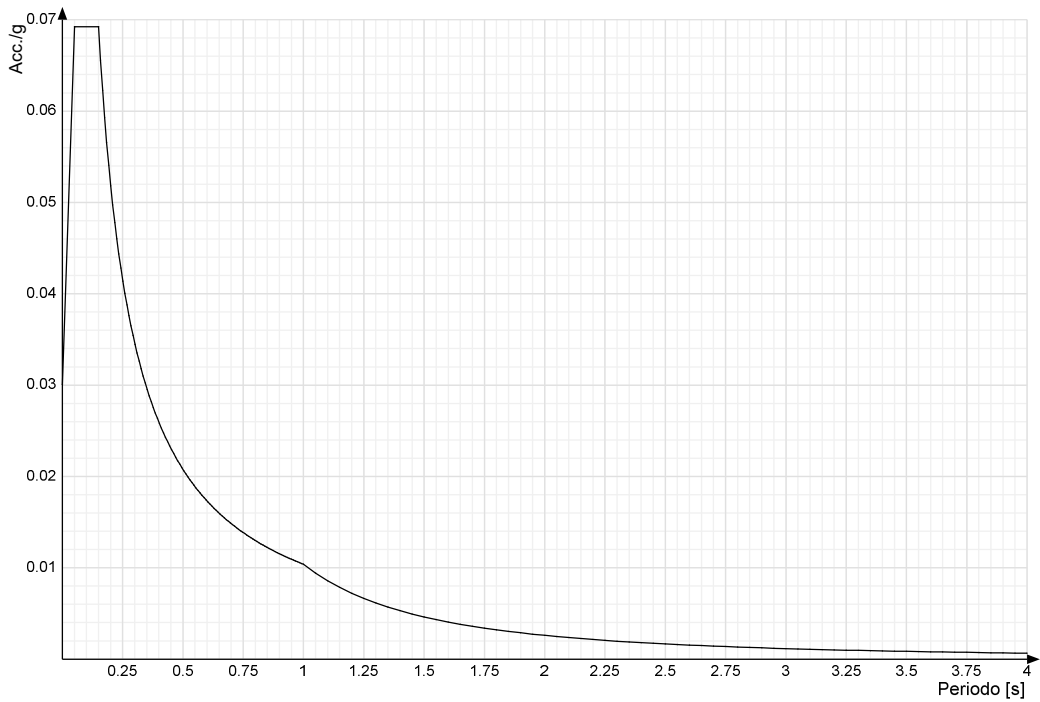
Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.2.2 [3.2.8]



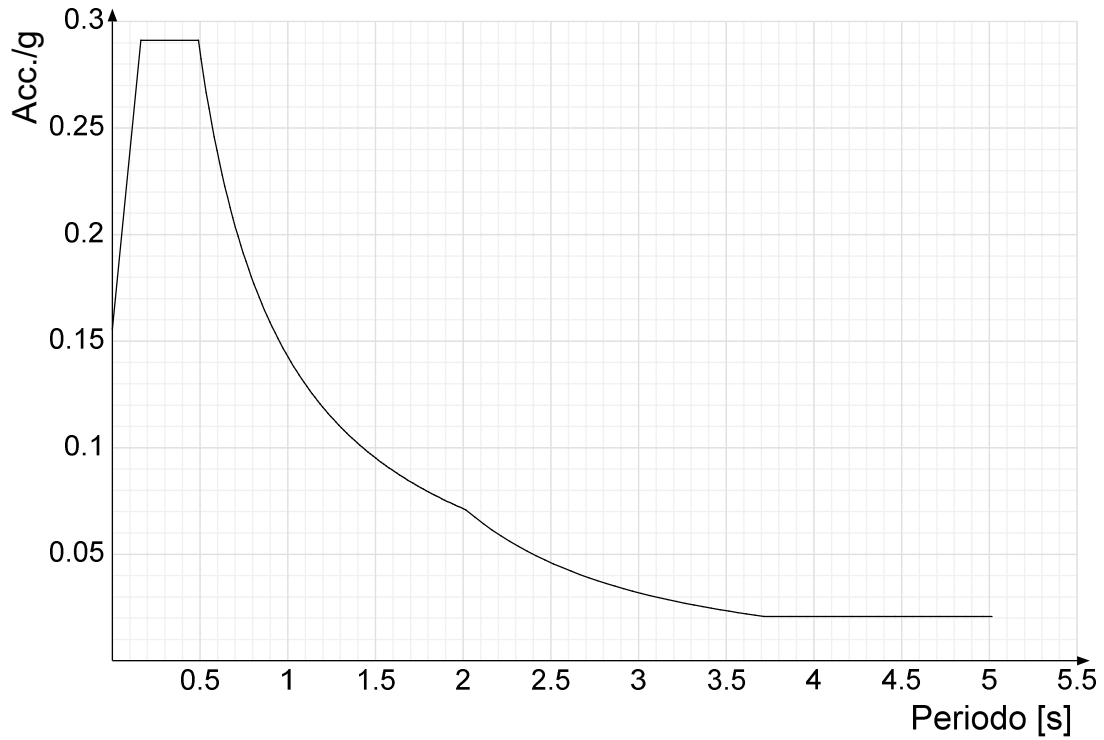
Spettro di risposta di progetto in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.4



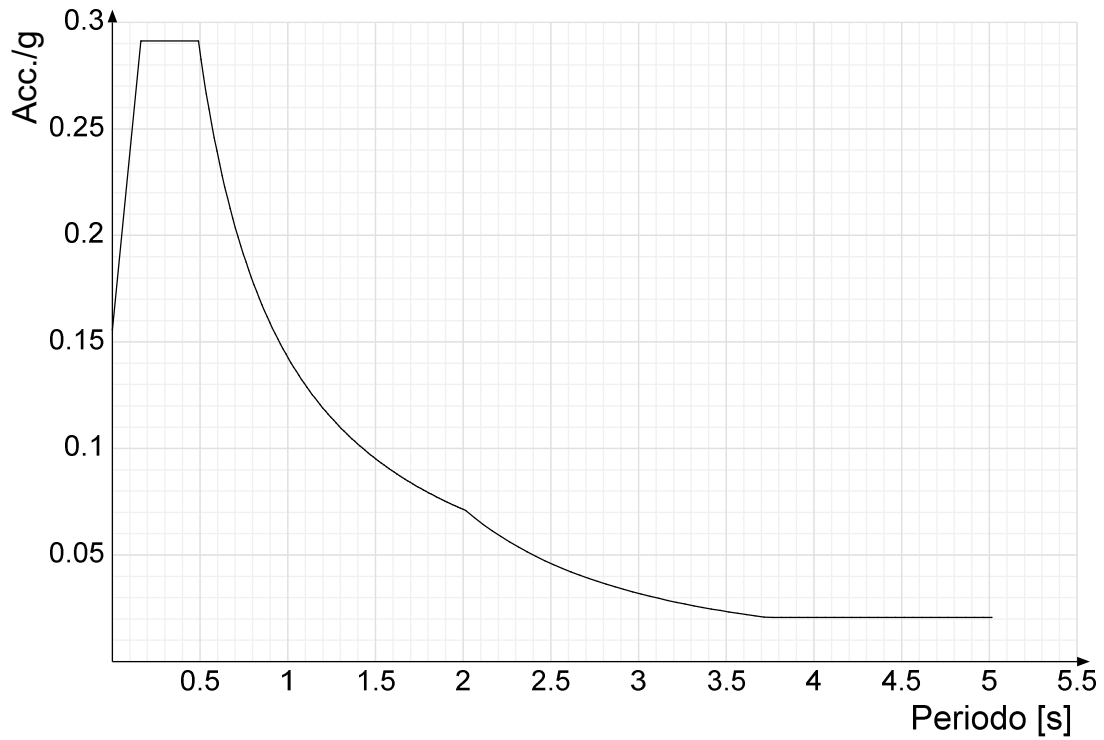
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLO § 3.2.3.4



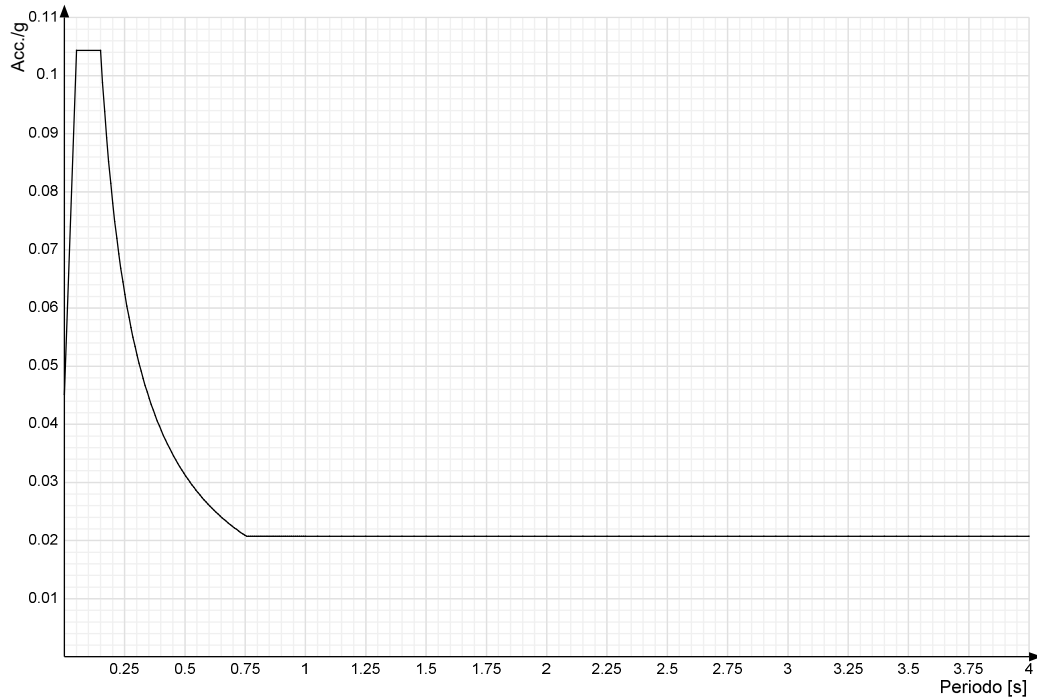
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5



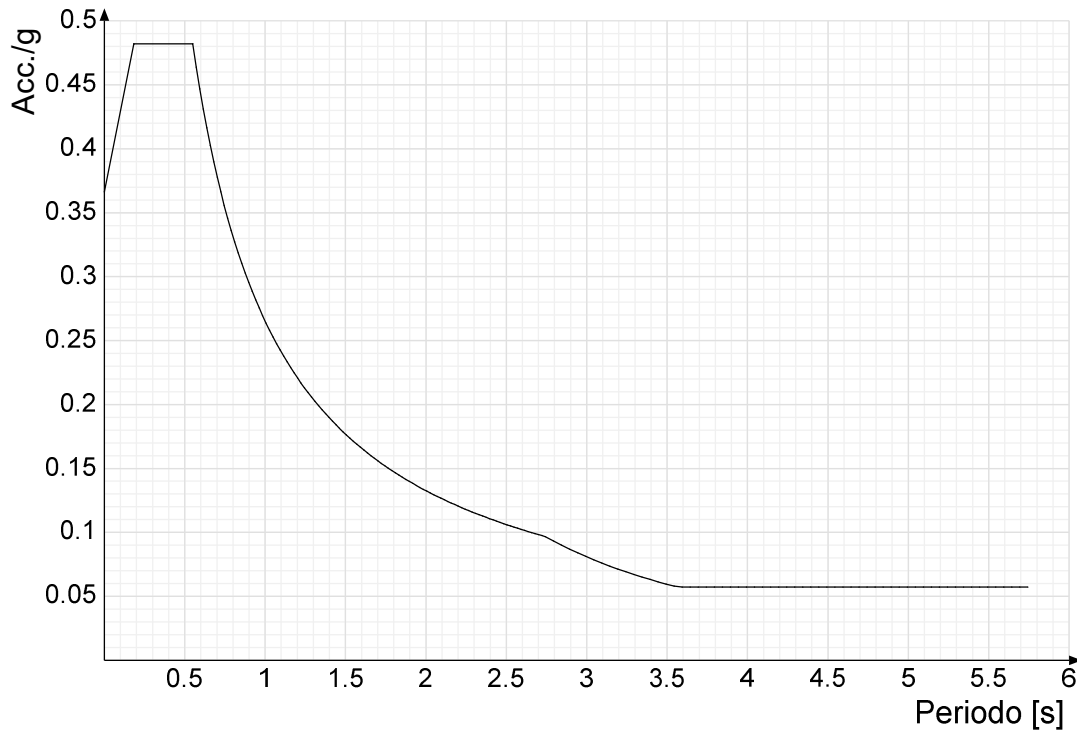
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5



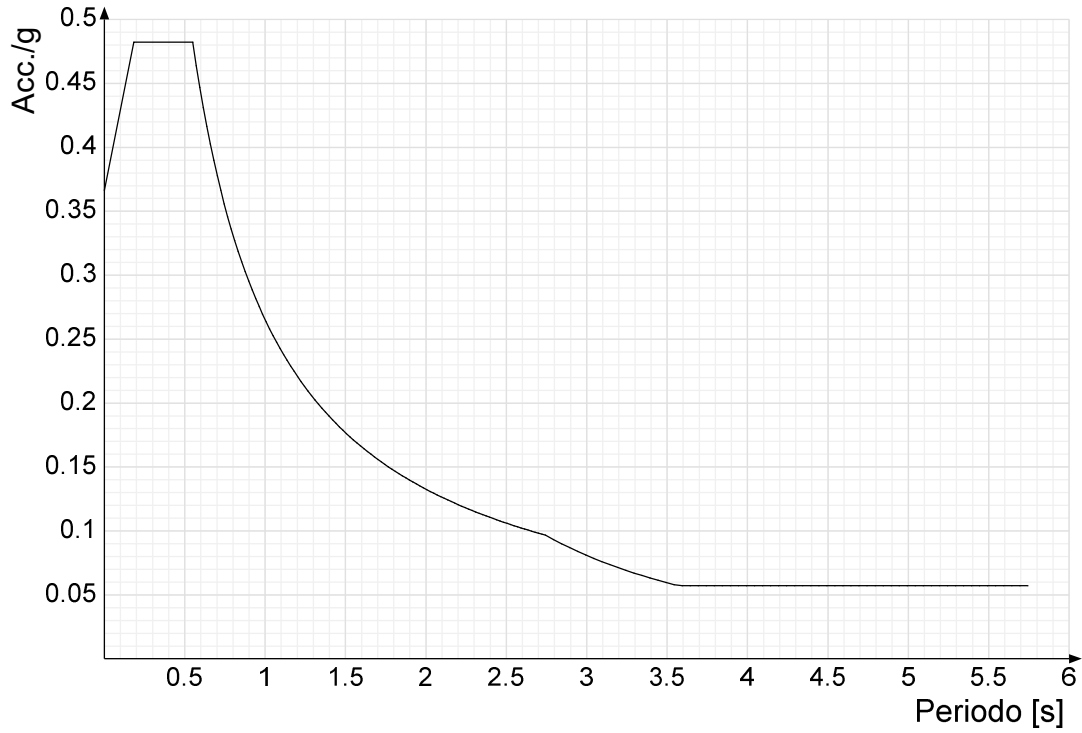
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5



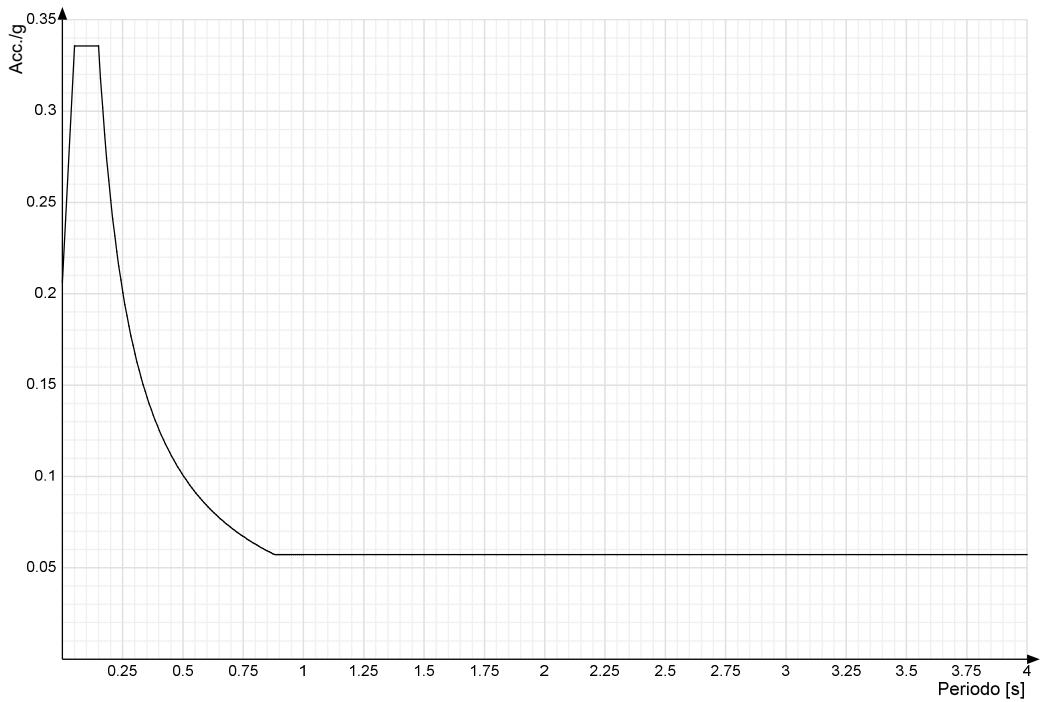
Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5



Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5

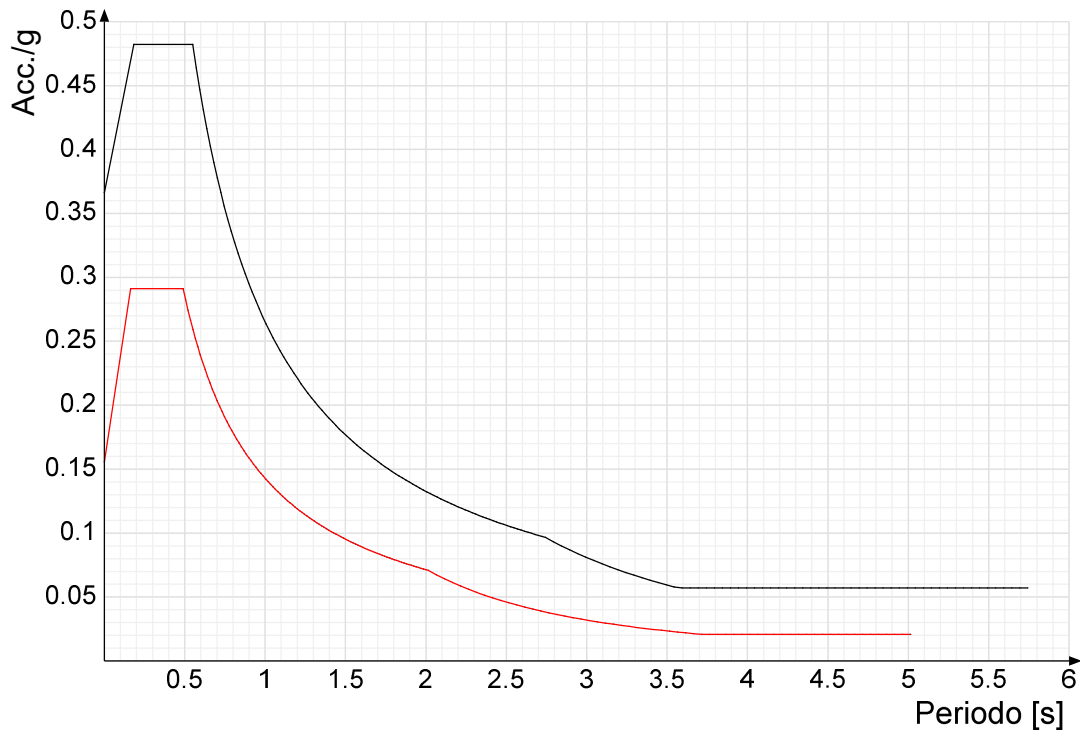


Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5

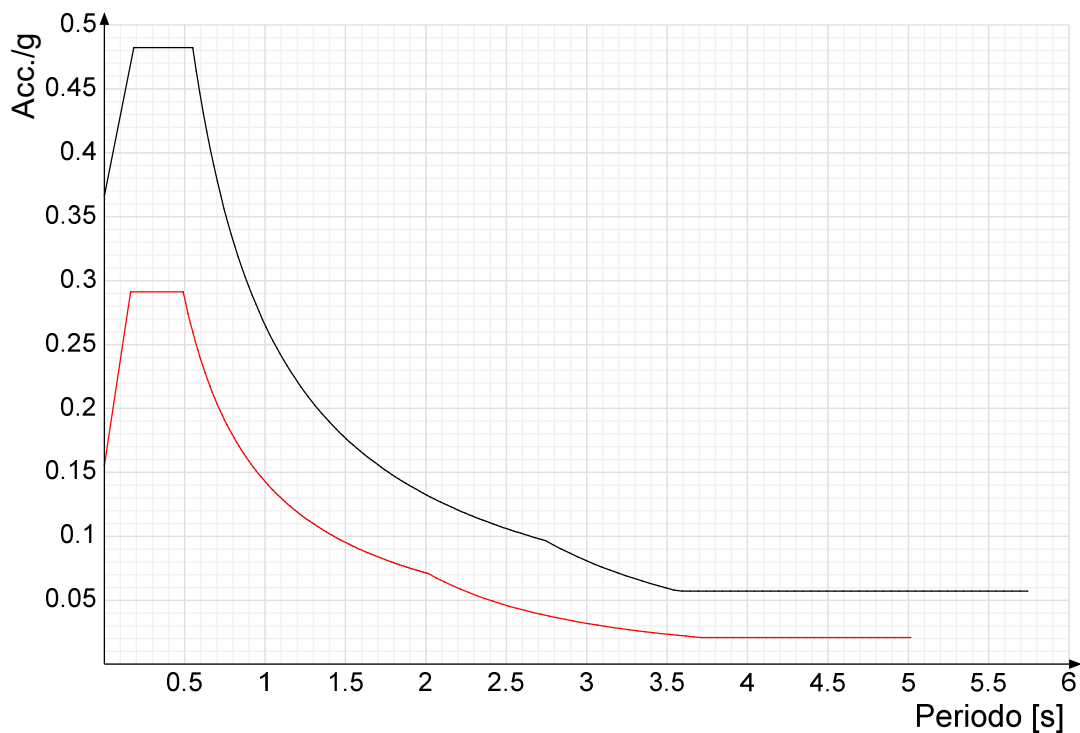


Confronti spettri SLV-SLD

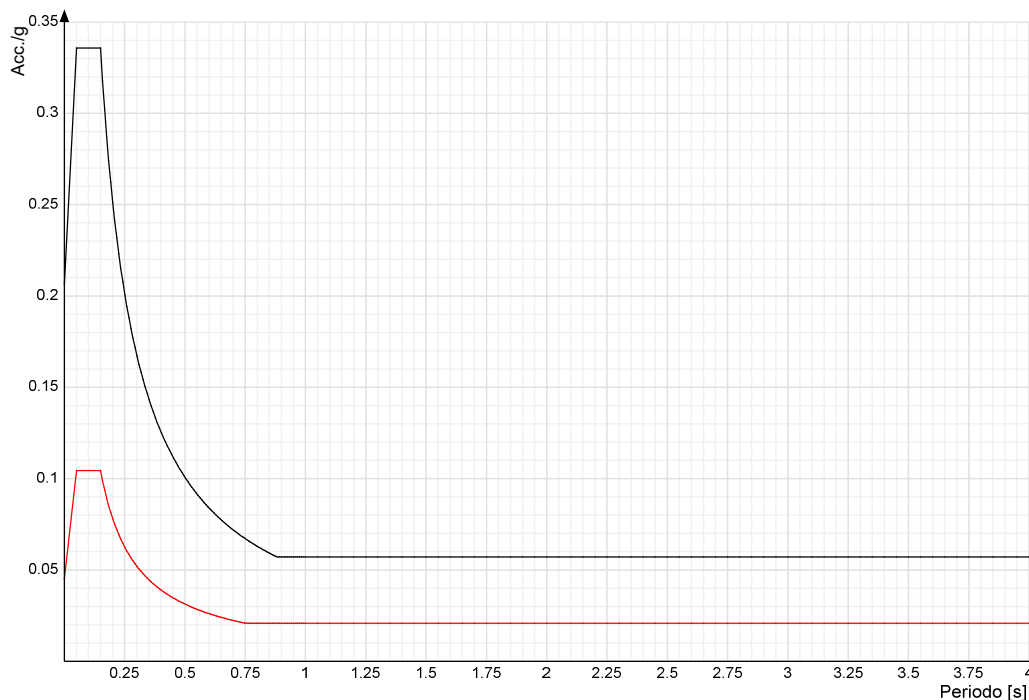
Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente X SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente Y SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



Vengono confrontati lo spettro Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLD § 3.2.3.5 (di colore rosso) e Spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente verticale SLV § 3.2.3.5 (di colore nero).



5.3 ANALISI MODALE

Le masse considerate nella modellazione seguono quanto indicato nel D.M. 17/01/2018 §3.2.4:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018 §7.3.3.1, si esegue un'analisi lineare dinamica che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, mediante analisi modale;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare riportati;
- nella combinazione di questi effetti.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa (superiore al 5%), tale che la massa totale sia superiore all'85%.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello:

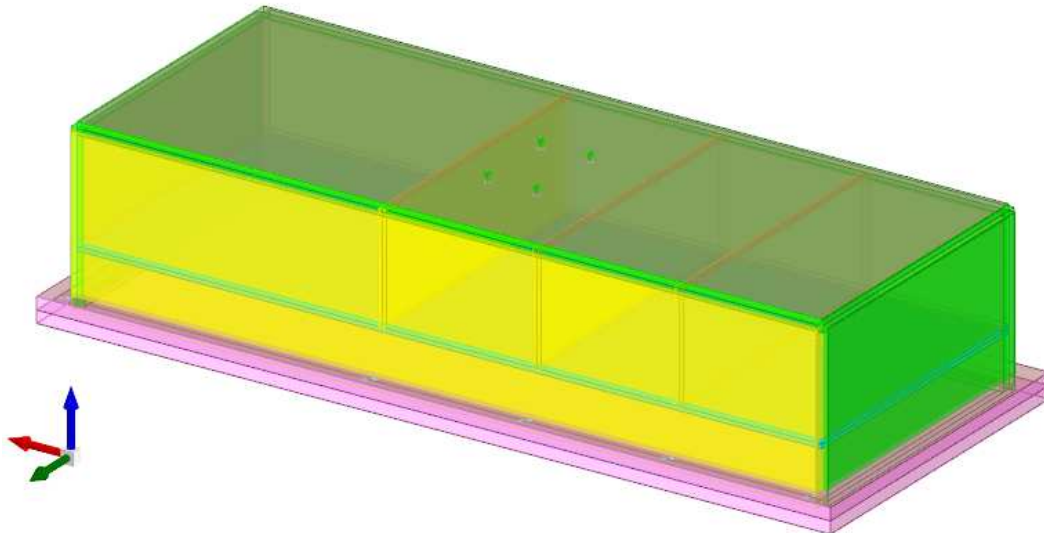


Figura 4-Modello di calcolo

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X: massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot. X: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Y: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot. Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa sX: massa partecipante in direzione Sisma X. Il valore è adimensionale.

Massa sY: massa partecipante in direzione Sisma Y. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.999101

Traslazione Y: 0.999528

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.999975

Rotazione Y: 0.999904

Rotazione Z: 0.960909

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.228840535	0	0.848811932	0	0.997758388	0	0.501175302	0	0.848811932
2	0.098188834	0.854048037	0	0	0	0.998371368	0.067711977	0.854048037	0
3	0.030074241	0.000031566	0	0	0	0.000034953	0.222153721	0.000031566	0
4	0.026764166	0	0.031889791	0	0.0000351984	0	0.01882919	0	0.031889791
5	0.022290026	0	0.080082945	0	0.00146797	0	0.047284518	0	0.080082945
6	0.019927714	0	0.000044057	0	0.000002783	0	0.000026012	0	0.000044057
7	0.014797816	0.000000439	0	0	0	0.00000305	0.037536392	0.000000439	0
8	0.013368983	0.000049693	0	0	0	0.000006455	0.02130375	0.000049693	0
9	0.012666395	0.094436915	0	0	0	0.000990368	0.008506717	0.094436915	0
10	0.011801479	0	0.000143991	0	0.000003894	0	0.000085015	0	0.000143991
11	0.011328369	0.003659404	0	0	0	0.000010155	0.000608526	0.003659404	0
12	0.011001536	0	0.000587495	0	0.000003632	0	0.000346955	0	0.000587495
13	0.010672811	0	0.009257795	0	0.000102515	0	0.005466072	0	0.009257795
14	0.010370808	0.001465577	0	0	0	0.000000018	0.000055357	0.001465577	0
15	0.009732582	0	0.001555635	0	0.000010263	0	0.000918726	0	0.001555635
16	0.009497364	0.005473458	0	0	0	0.000017335	0.001862564	0.005473458	0
17	0.008465628	0.00128427	0	0	0	0.000051655	0.002283173	0.00128427	0
18	0.008440464	0	0.002043521	0	0.0000183	0	0.001207724	0	0.002043521
19	0.007497999	0.000900902	0	0	0	0.000018332	0.003110295	0.000900902	0
20	0.007339102	0	0.004424979	0	0.000045495	0	0.002613037	0	0.004424979
21	0.005992627	0	0.00367171	0	0.0000336	0	0.002166194	0	0.00367171
22	0.005606915	0.001184406	0	0	0	0.000007616	0.000093881	0.001184406	0
23	0.004598276	0	0.004361195	0	0.000047389	0	0.002579236	0	0.004361195
24	0.004390264	0.016997594	0	0	0	0.000166386	0.002633097	0.016997594	0
25	0.003178772	0	0.006536076	0	0.000066929	0	0.003848113	0	0.006536076
26	0.002909015	0.011119275	0	0	0	0.000143307	0.00048578	0.011119275	0
27	0.001833636	0	0.006095973	0	0.000061824	0	0.003652546	0	0.006095973
28	0.001588847	0.008444908	0	0	0	0.00008116	0.002308689	0.008444908	0
29	0.001354033	0.000000002	0.000020875	0	0.000000027	0.000000036	0.000029019	0.000000002	0.000020875
30	0.000803036	0.000004793	0.000000005	0	0.000000137	0.000001432	0.000027258	0.000004793	0.000000005

5.4 RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La resistenza al fuoco di un elemento strutturale si esplica con la determinazione di tre parametri:

- **R = stabilità**; attitudine di un elemento da costruzione a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco. Equivale al tempo di rottura in minuti di un elemento strutturale sottoposto ad una curva tempo-temperatura;
- **E = tenuta**; attitudine di un elemento da costruzione a non lasciare passare né produrre fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto se sottoposto all'azione del fuoco su un lato;
- **I = isolamento** termico; attitudine di un elemento da costruzione a ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore.

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche al fuoco sono quelle relative alle situazioni eccezionali:

$$F_d = G_k + P_k + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

con

- $\psi_2 = 0$ per sola manutenzione;
 $\psi_2 = 0$ per schemi 1 carichi (tandem).

5.4.1 ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica al fuoco è soddisfatta se è garantito il copriferro minimo a protezione delle barre d'armatura. Il D.M. 16/02/2007 - "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi", determina le condizioni sufficienti per la classificazione degli elementi costruttivi resistenti al fuoco, quindi il copriferro minimo suddetto.

5.4.1.1 PARETI REI 120

D.6.3 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature, alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pareti dell'ultimo piano);

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	$s = 120 / a = 10$	120 / 10
60	$s = 130 / a = 10$	140 / 10
90	$s = 140 / a = 25$	170 / 25
120	$s = 160 / a = 35$	220 / 35
180	$s = 210 / a = 50$	270 / 55
240	$s = 270 / a = 60$	350 / 60

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.6.4 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s sufficiente a garantire il requisito EI per le classi indicate di pareti non portanti esposte su un lato che rispettano le seguenti limitazioni:

- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pareti dell'ultimo piano);

- rapporto tra altezza di libera inflessione e spessore inferiore a 40

Classe	Esposto su un lato
30	$s = 60$
60	$s = 80$
90	$s = 100$
120	$s = 120$
180	$s = 150$
240	$s = 180$

5.4.1.2 SOLAI REI 120

D.5 Solette piene e solai alleggeriti

D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo (1)	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento (2)	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento (3)	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

- (1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1
- (2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.
- (3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

D.5.2 Per garantire i requisiti di tenuta e isolamento i solai di cui alla tabella D.5.1 devono presentare uno strato pieno di materiale isolante, non combustibile e con conducibilità termica non superiore a quella del calcestruzzo, di cui almeno una parte in calcestruzzo armato. La tabella seguente riporta i valori minimi (cm) dello spessore h dello strato di materiale isolante e della parte d di c.a., sufficienti a garantire i requisiti EI per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Tutte le tipologie	h = 60 / d = 40	60 / 40	100 / 50	100 / 50	150 / 60	150 / 60

In presenza di intonaco i valori di h e di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. In ogni caso a non deve mai essere inferiore a 40 mm.

In presenza di strati superiori di materiali di finitura incombustibile (massetto, malta di allestimento, pavimentazione, etc.) i valori di h ne possono tener conto

5.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

Stati Limite Ultimi - SLU

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche SLU}$$

$$F_d = \gamma_I \cdot E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

Stati Limite di Esercizio - SLE

$$F_d = G_k + P_k + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)	
$\gamma_p = 0.9$ (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)	
$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)	
$\psi_{0i} = 0.75$	per azioni da traffico schema 1;
$\psi_{1i} = 0.75$	per azioni da traffico schema 1;
$\psi_{2i} = 0.0$	per azioni da traffico schema 1;
$\psi_{0i} = 0.3$	per sovraccarichi accidentali (Sola manutenzione);
$\psi_{1i} = 0.0$	per sovraccarichi accidentali (Sola manutenzione);
$\psi_{2i} = 0.0$	per sovraccarichi accidentali (Sola manutenzione);
$\psi_{0i} = 0.5$	per neve;
$\psi_{1i} = 0.2$	per neve;
$\psi_{2i} = 0$	per neve;
$\psi_{0i} = 0.6$	per vento;
$\psi_{1i} = 0.2$	per vento;
$\psi_{2i} = 0$	per vento;
$\psi_{0i} = 0.6$	per variazione termica;
$\psi_{1i} = 0.5$	per variazione termica;
$\psi_{2i} = 0$	per variazione termica;

5.6 MODELLO DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio del programma:

- Sismicad 12.13 Build 7086.26108 – 1989-2018 Concrete S.r.l. (IT), Via Della Pieve, 19 – 35121 Padova (Italia). Licenza Fm Ingegneria S.P.A. Chiave 7236

Il programma è usato dallo scrivente in forza di regolari licenze d'uso e testato periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità dell'applicazione e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza del modello di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidità complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

Il modello è composto da elementi plate per simulare fondazioni, pareti e solai. I carichi delle coperture sono schematizzati con carichi superficiali.

Le strutture di fondazione, sono stati vincolati alle traslazioni orizzontali con vincoli fissi e vincolati alla traslazione verticale con letto di molle.

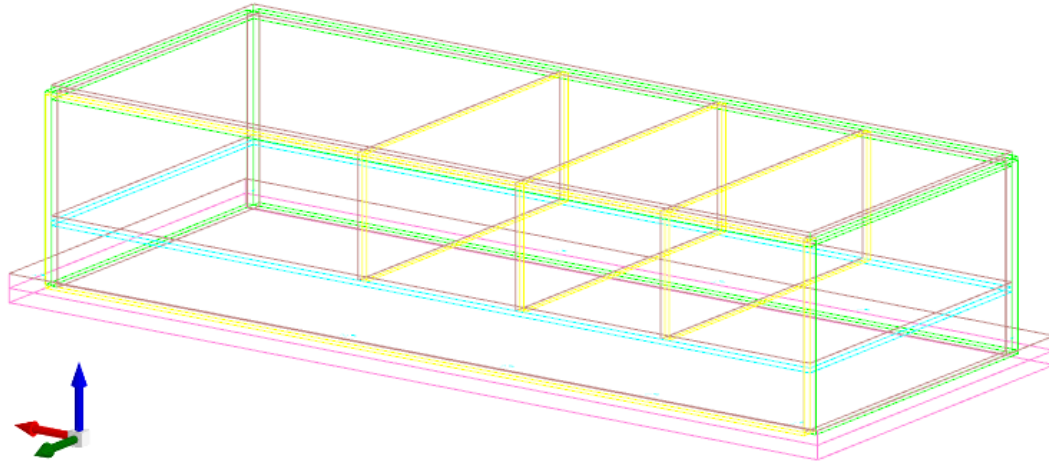


Figura 5-Vista prospettica della struttura

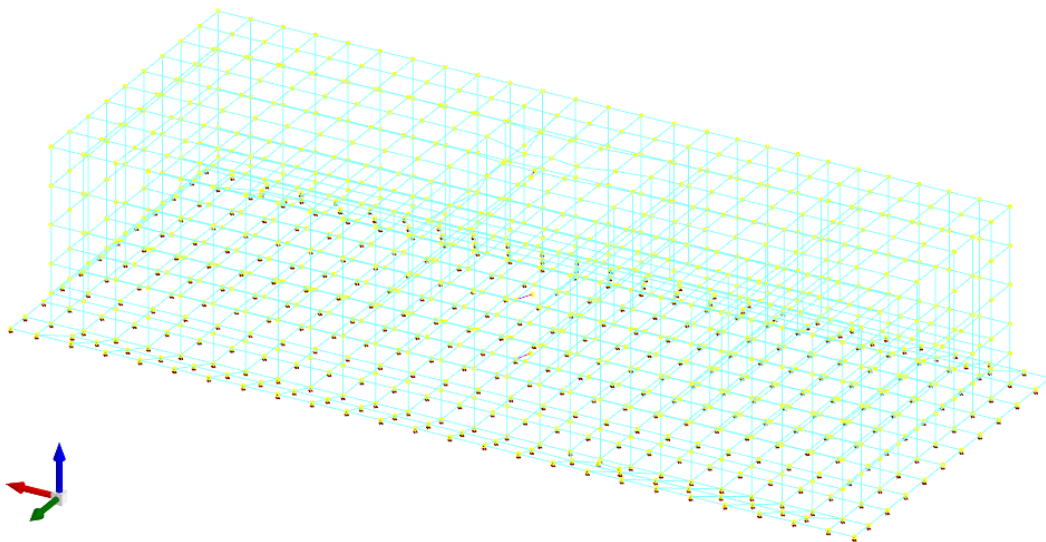


Figura 6-Vista prospettica del modello

5.7 VERIFICHE

5.7.1 VERIFICA AGLI SPOSTAMENTI SOMMITALI AGLI SLO

Si riportano le mappe cromatiche raffiguranti gli spostamenti orizzontali agli SLO:

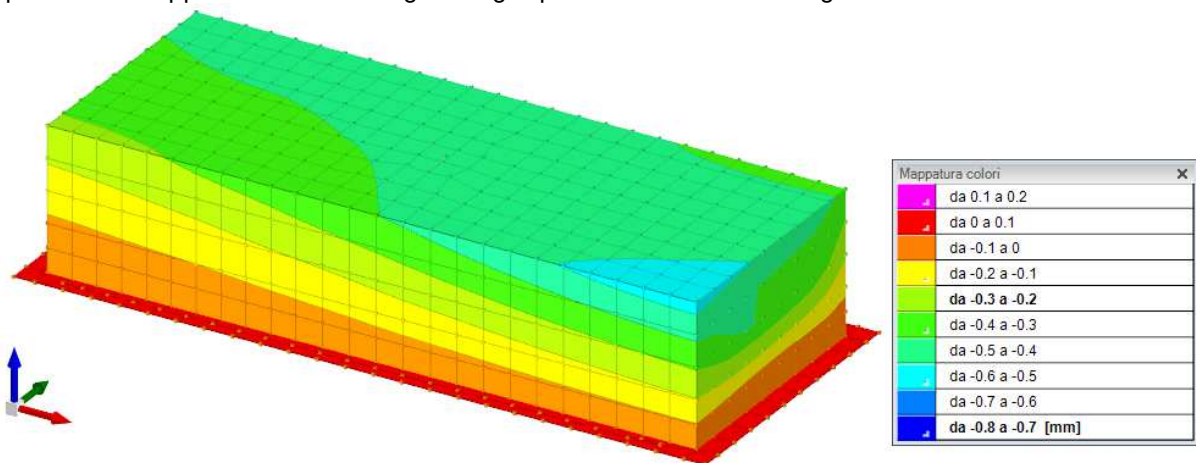


Figura 7-Mappa cromatica spostamenti orizzontali in direzione X | SLO

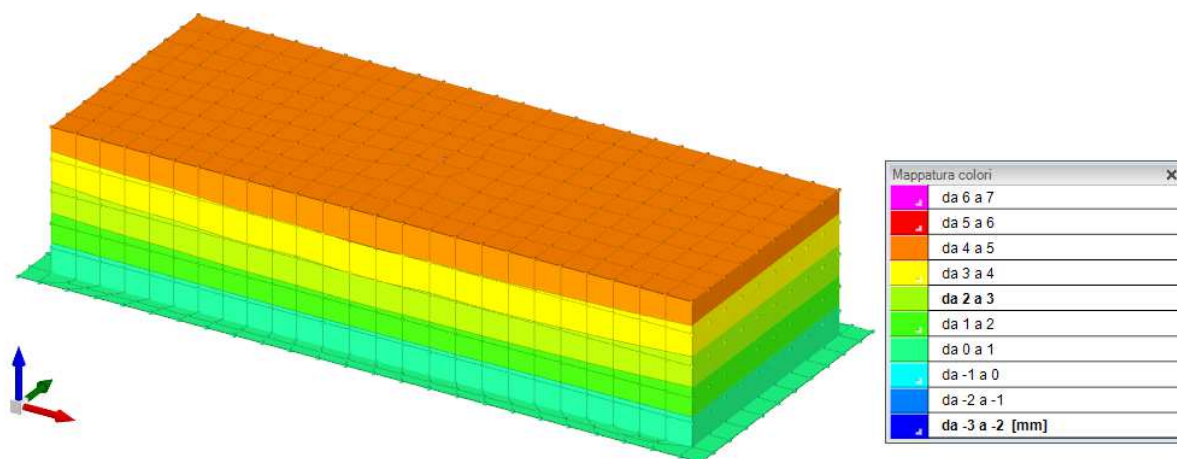


Figura 8-Mappa cromatica spostamenti orizzontali in direzioneY | SLO

Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §7.3.6.1), lo spostamento massimo orizzontale per costruzioni con tamponature fragili collegate rigidamente alla struttura soggetta ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

$$d_r \leq 2/3 * 0.005 \cdot h/q = 2/3 * 0.005 * 3700/1.85 = 6.6 \text{ mm} > 5 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

5.7.2 VERIFICA AGLI SPOSTAMENTI SOMMITALI AGLI SLE

Si riportano le mappe cromatiche raffiguranti gli spostamenti massimi orizzontali agli SLE

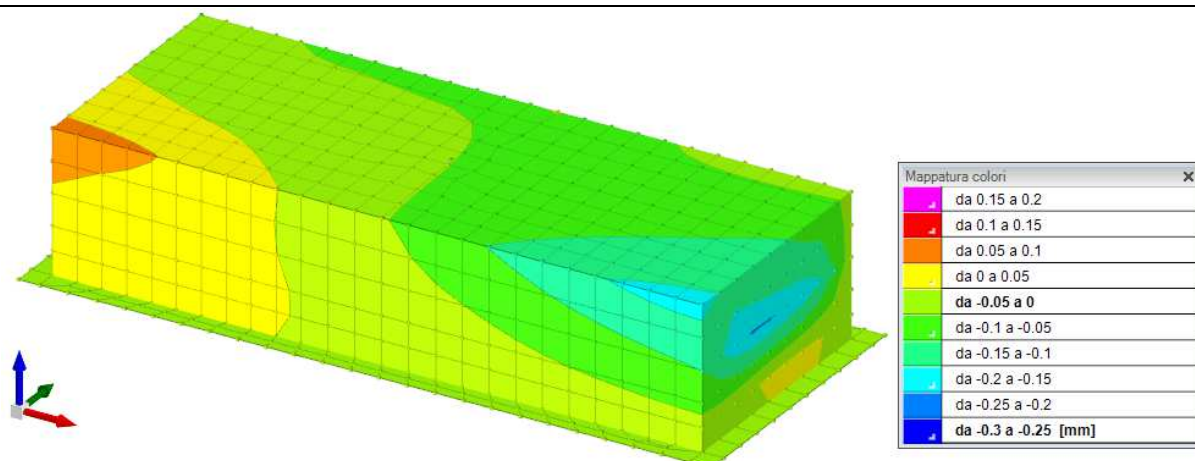


Figura 9-Mappa cromatica spostamenti orizzontali in direzione X | SLE

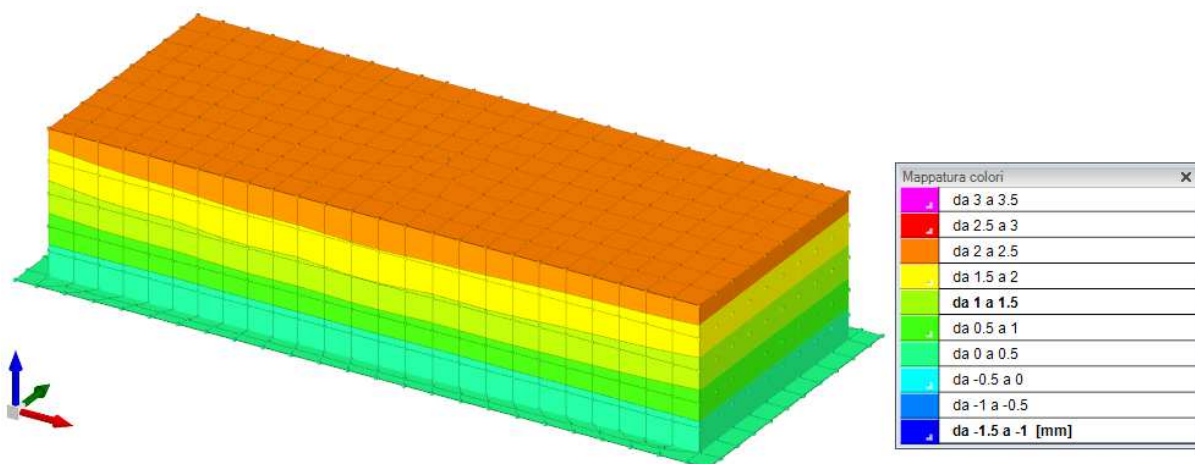


Figura 10-Mappa cromatica spostamenti orizzontali in direzione Y | SLE

Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §4.2.4.2), lo spostamento massimo per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

$$H/300 = 3700/300 = 12.3 \text{ mm} > 2 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

5.7.3 VERIFICA DELLE PARETI IN C.A.

nod.: nodo del modello FEM

sez.: tipo di sezione (o = orizzontale, v = verticale)

B: base della sezione

H: altezza della sezione

Af+: area di acciaio dal lato B (inferiore per le piastre)

Af-: area di acciaio dal lato A (superiore per le piastre)

c+: copriferro dal lato B (inferiore per le piastre)

c-: copriferro dal lato A (superiore per le piastre)

sc: tensione sul calcestruzzo in esercizio

comb: combinazione di carico

c.s.: coefficiente di sicurezza

N: sforzo normale di calcolo

M: momento flettente di calcolo

Mu: momento flettente ultimo

Nu: sforzo normale ultimo

sf: tensione sull'acciaio in esercizio

Wk: apertura caratteristica delle fessure

Sm: distanza media fra le fessure

st: sigma a trazione nel calcestruzzo in condizioni non fessurate

fck: resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo

fcd: resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo

fctd: resistenza a trazione di calcolo del calcestruzzo

Hcr: altezza critica

q.Hcr: *quota della sezione alla altezza critica

hw: altezza della parete
lw: lunghezza della parete
n.p.: numero di piani
hs: altezza dell'interpiano
Mxd: momento di progetto attorno all'asse x (fuori piano)
Myd: momento di progetto attorno all'asse y (nel piano)
NEd: sforzo normale di progetto
MEd: Momento flettente di progetto di progetto
VEd: sforzo di taglio di progetto
Ngrav.: sforzo normale dovuto ai carichi gravitazionali
NReale.: sforzo normale derivante dall'analisi
VRcd: resistenza a taglio dovuta alle bielle di calcestruzzo
epsilon: coefficiente di maggiorazione del taglio derivante dall'analisi
αS: $MEd/(VEd*lw)$ formula 7.4.15
At: area tesa di acciaio
roh: rapporto tra area della sezione orizzontale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
rov: rapporto tra area della sezione verticale dell'armatura di anima e l'area della sezione di calcestruzzo
VRsd: resistenza a taglio della sezione con armature
Somma(Asj)- Ai: somma delle aree delle barre verticali che attraversano la superficie di scorrimento
csi: altezza della parte compressa normalizzata all'altezza della sezione
Vdd: contributo dell'effetto spinotto delle armature verticali
Vfd: contributo della resistenza per attrito
Vid: contributo delle armature inclinate presenti alla base
VRd,s: valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento
M01: momento flettente inferiore per verifica instabilità
M02: momento flettente superiore per verifica instabilità
etot: eccentricità complessiva EC2 12.6.5.2 (12.12)
Fi: coefficiente riduttivo EC2 12.6.5.2 (12.11)
l0: lunghezza libera di inflessione
beta: coefficiente EC2 12.6.5.1 (12.9)
Nrd: resistenza di progetto EC2 12.6.5.2 (12.10)
l,lim: snellezza limite EC2 12.6.5.1 (4)
At: area di calcestruzzo del traverso in parete con blocco cassero in legno
Vr,cls: resistenza a taglio in assenza di armatura orizzontale in parete con blocco cassero in legno
Mu: momento resistente ultimo del singolo traverso in parete con blocco cassero in legno
Hp: resistenza a trazione dell'elemento teso in parete con blocco cassero in legno
R: fattore di efficienza in parete con blocco cassero in legno
Vr,s: contributo alla resistenza a taglio della armatura orizzontale in parete con blocco cassero in legno
Vrd: resistenza a taglio per trazione del diagonale in parete con blocco cassero in legno
l: luce netta della trave di collegamento
h: altezza della trave di collegamento
b: spessore della trave di collegamento
d: altezza utile della trave di collegamento
Asi: area complessiva della armatura a X
M,plast: momenti resistenti della trave a filo appoggio
T,plast: sforzi di taglio nella trave derivanti da gerarchia delle resistenze

5.7.3.1 PARETE sp= 30 cm

Parete a "Fondazione - Piano strada"

Parete fra le coordinate in pianta (-103;-89) (-103;651)
da quota -60 a quota 385
Valori in daN, cm
C32/40: rck 400
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
188	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	2.693	8 SLU	-35804	766165	-96404	2062971
	v	80	30	7.0	7.0	4.8	4.8	9.337	11 SLV	3737	30963	34896	289108
968	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	2.057	8 SLU	-14413	712685	-29651	1466146
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	7.767	3 SLV	5046	29343	39190	227900
994	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	2.049	8 SLU	-14694	717540	-30113	1470512
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	8.070	3 SLV	4764	29514	38445	238181

Verifica di stato limite danno Resistenza

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
188	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	4.469	1 SLD	-23166	474888	-103522	2122128
	v	80	30	7.0	7.0	4.8	4.8	11.891	11 SLD	2591	28961	30812	344383
968	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	3.555	3 SLD	-7384	403477	-26251	1434458
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	11.191	3 SLD	3048	26489	34111	296438
994	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	3.576	3 SLD	-7607	403610	-27205	1443365
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	11.692	3 SLD	2850	26249	33326	306907

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M Wk (mm)	Wlim
st	Sm (mm)	c														

188	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-60.9	2	ra	-2.51E04	5.33E05	1037.2	2	ra	-2.51E04	5.33E05	0.00999.00
25.9		0.0	1	ra														
	v	80	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-5.4	2	ra	6.79E02	3.68E04	279.8	2	ra	6.79E02	3.68E04	0.00999.00
3.2		0.0	1	ra														
968	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-57.3	2	ra	-9.87E03	4.84E05	1434.0	2	ra	-9.87E03	4.84E05	0.00999.00
27.6		0.0	1	ra														
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-4.2	2	ra	1.47E03	2.88E04	291.4	2	ra	1.47E03	2.88E04	0.00999.00
3.5		0.0	1	ra														
994	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-57.7	2	ra	-1.01E04	4.87E05	1439.1	2	ra	-1.01E04	4.87E05	0.00999.00
27.8		0.0	1	ra														
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-4.5	2	ra	1.33E03	3.00E04	287.4	2	ra	1.33E03	3.00E04	0.00999.00
3.5		0.0	1	ra														

Combinazione frequente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wklim			
st Sm (mm)	c																		
188	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-54.2	2	fr	-2.20E04	4.73E05	932.5	2	fr	-2.20E04	4.73E05	0.00	0.30
23.1		0.0	1	fr															
	v	80	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-4.6	2	fr	7.74E02	3.20E04	257.5	2	fr	7.74E02	3.20E04	0.00	0.30
2.9		0.0	1	fr															
968	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-49.9	2	fr	-8.06E03	4.21E05	1268.4	2	fr	-8.06E03	4.21E05	0.00	0.30
24.2		0.0	1	fr															
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-3.7	2	fr	1.01E03	2.46E04	229.7	2	fr	1.01E03	2.46E04	0.00	0.30
2.9		0.0	1	fr															
994	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-50.0	2	fr	-8.24E03	4.22E05	1265.4	2	fr	-8.24E03	4.22E05	0.00	0.30
24.2		0.0	1	fr															
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-3.8	2	fr	8.94E02	2.44E04	219.9	2	fr	8.94E02	2.44E04	0.00	0.30
2.8		0.0	1	fr															

Combinazione quasi permanente

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wklim			
st Sm (mm)	c																		
188	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-51.5	2	q.	-2.08E04	4.50E05	890.7	2	q.	-2.08E04	4.50E05	0.00	0.20
22.0		0.0	1	q.															
	v	80	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-4.4	2	q.	-3.78E03	3.42E04	248.5	2	q.	8.12E02	3.02E04	0.00	0.20
2.7		0.0	1	q.															
968	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-47.0	2	q.	-7.33E03	3.96E05	1203.8	2	q.	-7.33E03	3.96E05	0.00	0.20
22.8		0.0	1	q.															
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-3.5	2	q.	8.24E02	2.29E04	205.0	2	q.	8.24E02	2.29E04	0.00	0.20
2.6		0.0	1	q.															
994	o	100	30	12.7	12.7	6.5	6.5	-47.0	2	q.	-7.52E03	3.96E05	1195.9	2	q.	-7.52E03	3.96E05	0.00	0.20
22.8		0.0	1	q.															
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-3.5	2	q.	7.21E02	2.22E04	192.9	2	q.	7.21E02	2.22E04	0.00	0.20
2.5		0.0	1	q.															

Parete a "Fondazione - Piano strada"

Parete fra le coordinate in pianta (-118;631) (1742;631)
da quota -60 a quota 385
Valori in daN, cm
C32/40: rck 400
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu		
1113	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	1.246	8	SLU	-23308	1688647	-29035	2103538
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	2.525	11	SLV	17736	79687	44786	201218
1114	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	1.219	8	SLU	-23462	1720031	-28609	2097408
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	2.668	11	SLV	16228	86173	43294	229892
1115	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	1.291	8	SLU	-20938	1607494	-27023	2074722
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	2.882	11	SLV	13778	103318	39711	297774

Verifica di stato limite danno Resistenza

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu		
1113	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	2.540	7	SLD	-11519	829493	-29254	2106596
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	3.400	11	SLD	12226	77323	41564	262869
1114	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	2.451	11	SLD	-11613	854973	-28458	2095215
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	3.653	11	SLD	10962	79750	40049	291355
1115	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	2.613	7	SLD	-10234	792430	-26741	2070513
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	3.879	11	SLD	9097	97903	35286	379751

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wlim		
st Sm (mm)	c																	
1113	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-75.2	2	ra	-1.59E04	1.15E06	2380.4	2	ra	-1.59E04	1.15E06	0.26999.00
0.0		405.6	2	ra														
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-8.3	2	ra	3.29E03	1.02E05	689.5	2	ra	3.29E03	1.02E05	0.00999.00
6.8		0.0	1	ra														
1114	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-76.6	2	ra	-1.60E04	1.17E06	2431.4	2	ra	-1.60E04	1.17E06	0.31999.00
0.0		479.4	2	ra														
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-10.9	2	ra	1.37E03	1.18E05	621.9	2	ra	1.37E03	1.18E05	0.00999.00
7.0		0.0	1	ra														
1115	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-71.6	2	ra	-1.43E04	1.09E06	2297.6	2	ra	-1.43E04	1.09E06	0.30999.00
0.0		480.0	2	ra														
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-13.6	2	ra	6.49E02	1.44E05	682.5	2	ra	6.49E02	1.44E05	0.00999.00

8.1 0.0 1 ra																	
Combinazione frequente																	
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wklim
st Sm(mm) c																	
1113	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-59.8	2 fr	-1.28E04	9.14E05	1887.1	2 fr	-1.28E04	9.14E05	0.00	0.30
29.5	0.0	1 fr															
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-5.9	2 fr	3.60E03	8.09E04	621.0	2 fr	3.60E03	8.09E04	0.00	0.30
5.8	0.0	1 fr															
1114	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-60.9	2 fr	-1.28E04	9.32E05	1931.1	2 fr	-1.28E04	9.32E05	0.00	0.30
30.1	0.0	1 fr															
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-8.6	2 fr	1.82E03	9.59E04	555.5	2 fr	1.82E03	9.59E04	0.00	0.30
5.9	0.0	1 fr															
1115	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-56.6	2 fr	-1.14E04	8.66E05	1814.7	2 fr	-1.14E04	8.66E05	0.00	0.30
28.1	0.0	1 fr															
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-10.7	2 fr	1.07E03	1.15E05	584.0	2 fr	1.07E03	1.15E05	0.00	0.30
6.7	0.0	1 fr															
Combinazione quasi permanente																	
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wklim
st Sm(mm) c																	
1113	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-53.6	2 q.	-1.15E04	8.20E05	1689.8	2 q.	-1.15E04	8.20E05	0.00	0.20
26.4	0.0	1 q.															
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-4.8	2 q.	3.72E03	7.25E04	593.8	2 q.	3.72E03	7.25E04	0.00	0.20
5.3	0.0	1 q.															
1114	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-54.7	2 q.	-1.15E04	8.36E05	1731.0	2 q.	-1.15E04	8.36E05	0.00	0.20
27.0	0.0	1 q.															
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-7.6	2 q.	2.00E03	8.69E04	529.2	2 q.	2.00E03	8.69E04	0.00	0.20
5.5	0.0	1 q.															
1115	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-50.7	2 q.	-1.02E04	7.75E05	1621.6	2 q.	-1.02E04	7.75E05	0.00	0.20
25.1	0.0	1 q.															
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-9.5	2 q.	1.24E03	1.03E05	544.7	2 q.	1.24E03	1.03E05	0.00	0.20
6.1	0.0	1 q.															

Parete a "Fondazione - Piano strada"

Parete fra le coordinate in pianta (1727;651) (1727;-89)
da quota -60 a quota 385
Valori in daN, cm
C32/40: rck 400
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
988	o	100	30	16.0	16.0	7.1	7.1	1.155	8 SLU	-21774	1413696	-25156	1633268
	v	65	30	9.7	9.7	5.7	5.7	11.630	15 SLV	2095	55081	24370	640611
1014	o	100	30	15.6	15.6	7.0	7.0	1.126	8 SLU	-22166	1425251	-24948	1604138
	v	65	30	11.5	11.5	6.0	6.0	11.723	8 SLU	-3530	119381	-41383	1399514
1041	o	100	30	13.4	13.4	6.6	6.6	1.095	8 SLU	-19864	1311762	-21743	1435857
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	7.218	8 SLU	-3266	130121	-23571	939195

Verifica di stato limite danno Resistenza

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu
988	o	100	30	16.0	16.0	7.1	7.1	2.227	13 SLD	-10831	729358	-24119	1624256
	v	65	30	9.7	9.7	5.7	5.7	17.022	13 SLD	527	46697	8971	794849
1014	o	100	30	15.6	15.6	7.0	7.0	2.164	15 SLD	-11092	737388	-24005	1595845
	v	65	30	11.5	11.5	6.0	6.0	16.111	15 SLD	-96	63742	-1543	1026947
1041	o	100	30	13.4	13.4	6.6	6.6	2.117	15 SLD	-10056	676336	-21286	1431618
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	11.107	15 SLD	-348	65546	-3868	728053

Combinazione rara

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wlim
st Sm(mm) c																	
988	o	100	30	16.0	16.0	7.1	7.1	-108.7	2 ra	-1.49E04	9.61E05	2601.1	2 ra	-1.49E04	9.61E05	0.149999.00	
0.0	168.5	2 ra															
	v	65	30	9.7	9.7	5.7	5.7	-9.9	2 ra	-1.69E03	6.30E04	229.9	2 ra	-1.69E03	6.30E04	0.009999.00	
5.2	0.0	1 ra															
1014	o	100	30	15.6	15.6	7.0	7.0	-110.3	2 ra	-1.51E04	9.69E05	2667.6	2 ra	-1.51E04	9.69E05	0.089999.00	
0.0	95.3	2 ra															
	v	65	30	11.5	11.5	6.0	6.0	-12.2	2 ra	-2.32E03	8.11E04	258.3	2 ra	-2.32E03	8.11E04	0.009999.00	
6.6	0.0	1 ra															
1041	o	100	30	13.4	13.4	6.6	6.6	-104.9	2 ra	-1.36E04	8.91E05	2732.1	2 ra	-1.36E04	8.91E05	0.159999.00	
0.0	154.4	2 ra															
	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-14.9	2 ra	-2.15E03	8.84E04	408.3	2 ra	-2.15E03	8.84E04	0.009999.00	
7.5	0.0	1 ra															

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wklim
st Sm(mm) c																	
988	o	100	30	16.0	16.0	7.1	7.1	-89.5	2 fr	-1.19E04	7.91E05	2152.5	2 fr	-1.19E04	7.91E05	0.11	0.30
0.0	168.6	2 fr															
	v	65	30	9.7	9.7	5.7	5.7	-7.8	2 fr	-2.15E03	5.01E04	158.2	2 fr	-1.58E03	4.76E04	0.00	0.30
3.8	0.0	1 fr															
1014	o	100	30	15.6	15.6	7.0	7.0	-91.0	2 fr	-1.22E04	7.99E05	2210.5	2 fr	-1.22E04	7.99E05	0.06	0.30
0.0	95.3	2 fr															

5.1	v	65	30	11.5	11.5	6.0	6.0	-9.7	2	fr	-2.20E03	6.46E04	190.7	2	fr	-2.20E03	6.46E04	0.00	0.30	
	0.0	1	fr																	
1041	o	100	30	13.4	13.4	6.6	6.6	-86.3	2	fr	-1.10E04	7.34E05	2255.2	2	fr	-1.10E04	7.34E05	0.12	0.30	
0.0	154.4	2	fr																	
5.5	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-11.3	2	fr	-2.08E03	6.76E04	283.1	2	fr	-2.08E03	6.76E04	0.00	0.30	
	0.0	1	fr																	
Combinazione quasi permanente																				
nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wklim				
st Sm (mm)	c																			
988	o	100	30	16.0	16.0	7.1	7.1	-81.9	2	q.	-1.08E04	7.24E05	1973.1	2	q.	-1.08E04	7.24E05	0.10	0.20	
0.0	168.6	2	q.																	
3.3	v	65	30	9.7	9.7	5.7	5.7	-7.0	2	q.	-2.10E03	4.52E04	129.7	2	q.	-1.53E03	4.14E04	0.00	0.20	
	0.0	1	q.																	
1014	o	100	30	15.6	15.6	7.0	7.0	-83.3	2	q.	-1.10E04	7.31E05	2027.6	2	q.	-1.10E04	7.31E05	0.06	0.20	
0.0	95.4	2	q.																	
4.5	v	65	30	11.5	11.5	6.0	6.0	-8.7	2	q.	-2.16E03	5.81E04	163.8	2	q.	-2.16E03	5.81E04	0.00	0.20	
	0.0	1	q.																	
1041	o	100	30	13.4	13.4	6.6	6.6	-78.9	2	q.	-9.95E03	6.70E05	2064.4	2	q.	-9.95E03	6.70E05	0.11	0.20	
0.0	154.5	2	q.																	
4.7	v	65	30	7.0	7.0	4.8	4.8	-9.9	2	q.	-2.05E03	5.93E04	233.4	2	q.	-2.05E03	5.93E04	0.00	0.20	
	0.0	1	q.																	

5.7.3.2 PARETE sp= 40 cm

Parete a "Fondazione - Piano strada"

Parete fra le coordinate in pianta (1742;-69) (-118;-69)
da quota -60 a quota 385
Valori in daN, cm
C32/40: rck 400
fyk 4500

Verifica di stato limite ultimo

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	
55	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	1.291	8 SLU	-25631	1673785	-33101	2161627
	v	80	40	7.0	7.0	4.8	4.8	7.327	8 SLU	-4146	199997	-30374	1465355
67	o	100	40	29.9	29.9	8.2	8.2	1.338	8 SLU	-32585	2914476	-43596	3899234
	v	80	40	20.9	20.9	7.0	7.0	6.335	8 SLU	-4293	448937	-27198	2844217
72	o	100	40	16.2	16.2	7.1	7.1	1.386	8 SLU	-27876	1861180	-38644	2580074
	v	80	40	7.0	7.0	4.8	4.8	7.316	8 SLU	-3040	182780	-22244	1337214
887	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	1.129	8 SLU	-23386	1829007	-26414	2065853
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	13.021	9 SLV	527	65488	6867	852738
888	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	1.141	8 SLU	-23472	1815378	-26779	2071178
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	10.995	9 SLV	363	81717	3991	898473

Verifica di stato limite danno Resistenza

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	c.s.	comb	N	M	Nu	Mu	
55	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	1.687	7 SLD	-10280	1147485	-17339	1935431
	v	80	40	7.0	7.0	4.8	4.8	9.914	11 SLD	-1829	128324	-18133	1272183
67	o	100	40	29.9	29.9	8.2	8.2	1.709	11 SLD	-12999	2128908	-22215	3638070
	v	80	40	20.9	20.9	7.0	7.0	8.445	11 SLD	-3363	338687	-28403	2860354
72	o	100	40	16.2	16.2	7.1	7.1	1.856	11 SLD	-11375	1261369	-21108	2340776
	v	80	40	7.0	7.0	4.8	4.8	11.213	11 SLD	-2045	120220	-22930	1348036
887	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	2.252	5 SLD	-11570	914918	-26060	2060737
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	20.613	7 SLD	-21656	52420	-446391	1080518
888	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	2.255	5 SLD	-11545	913633	-26038	2060515
	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	21.479	7 SLD	-20783	35201	-446391	756086

Combinazione rara

nod sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wlim		
55	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-75.9	2	ra	-1.82E04	1.16E06	2321.4	2	ra	-1.82E04	1.16E06	0.28999.00
0.0	452.2	2	ra															
5.4	v	80	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-12.0	2	ra	-2.88E03	1.39E05	416.5	2	ra	-2.88E03	1.39E05	0.00999.00
	0.0	1	ra															
67	o	100	40	29.9	29.9	8.2	8.2	-101.5	2	ra	-2.30E04	2.01E06	2286.4	2	ra	-2.30E04	2.01E06	0.08999.00
0.0	101.6	2	ra															
12.3	v	80	40	20.9	20.9	7.0	7.0	-18.8	2	ra	-2.93E03	3.09E05	494.8	2	ra	-2.93E03	3.09E05	0.00999.00
	0.0	1	ra															
72	o	100	40	16.2	16.2	7.1	7.1	-78.9	2	ra	-1.97E04	1.29E06	2181.8	2	ra	-1.97E04	1.29E06	0.13999.00
0.0	204.6	2	ra															
5.1	v	80	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-11.1	2	ra	-2.06E03	1.28E05	420.7	2	ra	-2.06E03	1.28E05	0.00999.00
	0.0	1	ra															
887	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-81.4	2	ra	-1.60E04	1.24E06	2621.8	2	ra	-1.60E04	1.24E06	0.34999.00
0.0	480.1	2	ra															
0.0	0.0	1	ra															
888	o	100	40	12.7	12.7	6.5	6.5	-80.8	2	ra	-1.60E04	1.24E06	2596.5	2	ra	-1.60E04	1.24E06	0.33999.00
0.0	474.4	2	ra															
0.2	v	65	40	7.0	7.0	4.8	4.8	-8.9	2	ra	-1.24E04	8.87E04	-50.2	1	ra	-1.24E04	2.78E04	0.00999.00
	0.0	1	ra															

Combinazione frequente

nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wklim
st	Sm (mm)																
55	o 100	40		12.7	12.7	6.5	6.5	-68.5	2 fr	-1.54E04	1.05E06	2134.4	2 fr	-1.54E04	1.05E06	0.26	0.30
0.0	453.1	2 fr															
	v 80	40		7.0	7.0	4.8	4.8	-10.8	2 fr	-2.48E03	1.25E05	379.5	2 fr	-2.48E03	1.25E05	0.00	0.30
4.8	0.0	1 fr															
67	o 100	40		29.9	29.9	8.2	8.2	-92.5	2 fr	-1.94E04	1.84E06	2113.2	2 fr	-1.94E04	1.84E06	0.07	0.30
0.0	101.8	2 fr															
	v 80	40		20.9	20.9	7.0	7.0	-17.3	2 fr	-2.76E03	2.84E05	452.6	2 fr	-2.76E03	2.84E05	0.00	0.30
11.3	0.0	1 fr															
72	o 100	40		16.2	16.2	7.1	7.1	-70.6	2 fr	-1.65E04	1.15E06	1989.6	2 fr	-1.65E04	1.15E06	0.11	0.30
0.0	205.0	2 fr															
	v 80	40		7.0	7.0	4.8	4.8	-9.7	2 fr	-2.12E03	1.12E05	345.9	2 fr	-2.12E03	1.12E05	0.00	0.30
4.4	0.0	1 fr															
887	o 100	40		12.7	12.7	6.5	6.5	-65.8	2 fr	-1.28E04	1.01E06	2122.2	2 fr	-1.28E04	1.01E06	0.27	0.30
0.0	480.2	2 fr															
	v 65	40		7.0	7.0	4.8	4.8	-7.9	2 fr	-1.33E04	6.28E04	-45.8	1 fr	-1.30E04	4.06E04	0.00	0.30
0.0	0.0	1 fr															
888	o 100	40		12.7	12.7	6.5	6.5	-65.0	2 fr	-1.28E04	9.94E05	2093.4	2 fr	-1.28E04	9.94E05	0.27	0.30
0.0	474.4	2 fr															
	v 65	40		7.0	7.0	4.8	4.8	-7.7	2 fr	-1.20E04	6.71E04	-50.2	1 fr	-1.24E04	2.78E04	0.00	0.30
0.0	0.0	1 fr															
Combinazione quasi permanente																	
nod	sez	B	H	Af+	Af-	c+	c-	sc	c	N	M	sf	c	N	M	Wk (mm)	Wklim
st	Sm (mm)																
55	o 100	40		12.7	12.7	6.5	6.5	-65.6	2 q.	-1.43E04	1.00E06	2059.6	2 q.	-1.43E04	1.00E06	0.25	0.20
0.0	453.5	2 q. ***															
	v 80	40		7.0	7.0	4.8	4.8	-10.3	2 q.	-2.32E03	1.19E05	364.6	2 q.	-2.32E03	1.19E05	0.00	0.20
4.6	0.0	1 q.															
67	o 100	40		29.9	29.9	8.2	8.2	-88.9	2 q.	-1.80E04	1.77E06	2043.9	2 q.	-1.80E04	1.77E06	0.07	0.20
0.0	102.0	2 q.															
	v 80	40		20.9	20.9	7.0	7.0	-16.6	2 q.	-2.69E03	2.74E05	435.8	2 q.	-2.69E03	2.74E05	0.00	0.20
10.9	0.0	1 q.															
72	o 100	40		16.2	16.2	7.1	7.1	-67.3	2 q.	-1.52E04	1.10E06	1912.8	2 q.	-1.52E04	1.10E06	0.10	0.20
0.0	205.3	2 q.															
	v 80	40		7.0	7.0	4.8	4.8	-9.1	2 q.	-2.15E03	1.05E05	316.0	2 q.	-2.15E03	1.05E05	0.00	0.20
4.1	0.0	1 q.															
887	o 100	40		12.7	12.7	6.5	6.5	-59.5	2 q.	-1.16E04	9.10E05	1922.5	2 q.	-1.16E04	9.10E05	0.00	0.20
29.6	0.0	1 q.															
	v 65	40		7.0	7.0	4.8	4.8	-7.4	2 q.	-1.32E04	5.39E04	-45.8	1 q.	-1.30E04	4.06E04	0.00	0.20
0.0	0.0	1 q.															
888	o 100	40		12.7	12.7	6.5	6.5	-58.7	2 q.	-1.15E04	8.98E05	1892.5	2 q.	-1.15E04	8.98E05	0.00	0.20
29.2	0.0	1 q.															
	v 65	40		7.0	7.0	4.8	4.8	-7.2	2 q.	-1.18E04	5.88E04	-50.2	1 q.	-1.24E04	2.78E04	0.00	0.20
0.0	0.0	1 q.															

5.7.4 VERIFICA SOLETTE

5.7.4.1 PLATEA DI FONDAZIONE sp=60 cm

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

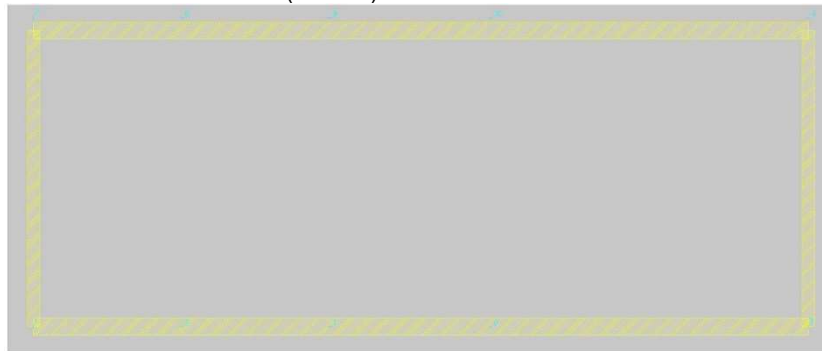


Figura 11-Geometria platea di fondazione

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-1634; -1289; 0), direzione dell'asse X = (10; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 10; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
64	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLU 8	295374.6	0	319577.5	0	1.0819	Si
65	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLU 8	294867	0	319577.5	0	1.0838	Si
69	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLU 8	293362	0	319577.5	0	1.0894	Si
63	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLU 8	292858.8	0	319577.5	0	1.0912	Si
68	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLU 8	292782.2	0	319577.5	0	1.0915	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
65	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLD 11	198566.5	0	299922.4	0	1.5104	Si
64	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLD 7	198208.6	0	299922.4	0	1.5132	Si
68	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLD 7	197985.7	0	299922.4	0	1.5149	Si
66	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLD 11	197615.3	0	299922.4	0	1.5177	Si
67	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLD 7	197097.8	0	299922.4	0	1.5217	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
64	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE QP 2	176366.6	0	-0.00258	0.01681	15	Si
65	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE QP 2	176211.3	0	-0.00258	0.01681	15	Si
68	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE QP 2	175224.4	0	-0.00257	0.01681	15	Si
69	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE QP 2	175181.5	0	-0.00256	0.01681	15	Si
66	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE QP 2	174861.3	0	-0.00256	0.01681	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
64	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE RA 2	205172.2	0	0.03454	0.36	15	Si
65	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE RA 2	204705	0	0.03446	0.36	15	Si
69	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE RA 2	203672	0	0.03429	0.36	15	Si
63	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE RA 2	203579	0	0.03427	0.36	15	Si
68	X	1000	600	1571	70	1571	70	SLE RA 2	203236.6	0	0.03422	0.36	15	Si

5.7.4.2 SOLETTA sp=20cm

Nodo: indice del nodo di verifica

Dir.: direzione della sezione di verifica

B: base della sezione rettangolare di verifica [mm]

H: altezza della sezione rettangolare di verifica [mm]

A. sup.: area barre armatura superiori [mm²]

C. sup.: distanza media delle barre superiori dal bordo superiore della sezione [mm]

A. inf.: area barre armatura inferiori [mm²]

C. inf.: distanza media delle barre inferiori dal bordo inferiore della sezione [mm]

Comb.: combinazione di verifica

M: momento flettente [kN*mm]

N: sforzo normale [kN]

Mu: momento flettente ultimo [kN*mm]

Nu: sforzo normale ultimo [kN]

c.s.: coefficiente di sicurezza

Verifica: stato di verifica

σ_c : tensione nel calcestruzzo [kN/mm²]

σ_{lim} : tensione limite [kN/mm²]

Es/Ec: coefficiente di omogenizzazione

σ_f : tensione nell'acciaio d'armatura [kN/mm²]

ϵ_{sm} : deformazione unitaria media delle barre di armatura

Δ_{max} : distanza massima tra le fessure [mm]

Wd: valore di calcolo di apertura delle fessure [mm]

Le unità di misura delle verifiche elencate nel capitolo sono in [mm, kN] ove non espressamente specificato.
Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.)



Figura 12-Piastra a piano terreno

Sistema di riferimento e direzioni di armatura

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-1034; -689; 1200), direzione dell'asse X = (10; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 10; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
682	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLU 8	-56677.1	0	-59489.4	0	1.0496	Si
683	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLU 8	-56313.9	0	-59489.4	0	1.0564	Si
681	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLU 8	-50849.8	0	-59489.4	0	1.1699	Si
684	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLU 8	-49509.1	0	-59489.4	0	1.2016	Si
457	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLU 8	-48888.7	0	-59489.4	0	1.2168	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
682	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLD 7	-40338.2	0	-59489.4	0	1.4748	Si
683	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLD 7	-39678.7	0	-59489.4	0	1.4993	Si
681	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLD 7	-36671.3	0	-59489.4	0	1.6222	Si
684	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLD 7	-34951.6	0	-59489.4	0	1.7021	Si
457	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLD 5	-34729	0	-59489.4	0	1.713	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
682	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE QP 2	-38453	0	-0.01316	0.01494	15	Si
683	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE QP 2	-38207.2	0	-0.01308	0.01494	15	Si
681	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE QP 2	-34486.7	0	-0.0118	0.01494	15	Si
684	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE QP 2	-33698.8	0	-0.01153	0.01494	15	Si
457	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE QP 2	-33257.2	0	-0.01138	0.01494	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
682	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE RA 2	-39590.1	0	0.31672	0.36	15	Si
683	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE RA 2	-39358	0	0.31486	0.36	15	Si
681	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE RA 2	-35495.3	0	0.28396	0.36	15	Si
684	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE RA 2	-34604.6	0	0.27684	0.36	15	Si
457	X	1000	200	1005	64	1005	64	SLE RA 2	-34408	0	0.27526	0.36	15	Si

5.7.4.3 SOLETTA DI COPERTURA sp=30 cm

Le coordinate citate nel seguito sono espresse in un sistema di riferimento cartesiano con origine in (-1.034; -0.689; 3.85), direzione dell'asse X = (0.01; 0; 0), direzione dell'asse Y = (0; 0.01; 0).

Le direzioni X/Y di armatura e le sezioni X/Y di verifica sono individuate dagli assi del sistema di riferimento.

Verifiche nei nodi

Verifiche SLU flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
1068	Y	1	0.3	0.001725	0.05	0.001725	0.05	SLU 8	143.2835	0	155.6621	0	1.0864	Si

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
1078	Y	1	0.3	0.001716	0.05	0.00167	0.05	SLU 8	141.7256	0	154.9701	0	1.0935	Si
919	X	1	0.3	0.002494	0.069	0.002648	0.069	SLU 8	180.5687	0	199.8341	0	1.1067	Si
918	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLU 8	185.3994	0	209.8922	0	1.1321	Si
917	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLU 8	182.3154	0	210.1267	0	1.1525	Si

Verifiche SLD Resistenza flessione nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	Mu	Nu	c.s.	Verifica
1078	Y	1	0.3	0.001716	0.05	0.00167	0.05	SLD 15	-72.8999	0	154.9701	0	2.1258	Si
919	X	1	0.3	0.002494	0.069	0.002648	0.069	SLD 9	-90.9597	0	199.8341	0	2.197	Si
1068	Y	1	0.3	0.001725	0.05	0.001725	0.05	SLD 11	-69.6288	0	155.6621	0	2.2356	Si
918	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLD 5	-93.4975	0	209.8922	0	2.2449	Si
917	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLD 5	-91.8354	0	210.1267	0	2.2881	Si

Verifiche SLE tensione calcestruzzo nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_c	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
918	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLE RA 2	126.1295	0	-11373	19920	15	Si
919	X	1	0.3	0.002494	0.069	0.002648	0.069	SLE RA 2	122.8569	0	-11281	19920	15	Si
917	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLE RA 2	124.0167	0	-11182	19920	15	Si
918	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLE QP 2	-92.1821	0	-8312	14940	15	Si
919	X	1	0.3	0.002494	0.069	0.002648	0.069	SLE QP 2	-89.3512	0	-8204	14940	15	Si

Verifiche SLE tensione acciaio nei nodi

Nodo	Dir.	B	H	A. sup.	C. sup.	A. inf.	C. inf.	Comb.	M	N	σ_f	σ_{lim}	Es/Ec	Verifica
1068	Y	1	0.3	0.001725	0.05	0.001725	0.05	SLE RA 2	-97.6278	0	263716	360000	15	Si
1078	Y	1	0.3	0.001716	0.05	0.00167	0.05	SLE RA 2	-96.3085	0	261433	360000	15	Si
919	X	1	0.3	0.002494	0.069	0.002648	0.069	SLE RA 2	122.8569	0	257949	360000	15	Si
918	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLE RA 2	126.1295	0	249812	360000	15	Si
917	X	1	0.3	0.002648	0.069	0.002494	0.069	SLE RA 2	124.0167	0	245627	360000	15	Si

6 FUTURA AREA COMMERCIALE

La futura area commerciale è costituita da una platea di fondazione di spessore 35 cm, la struttura portante è costituita da pilastri circolari dal diametro di 40 cm e interasse di 6 m. A quota +4.5 m è realizzata soletta piena di spessore 25 cm.

La destinazione d'uso iniziale di tale struttura è quella di posteggio per veicoli. In un secondo momento è prevista la realizzazione di un'area commerciale per lo shopping.

La copertura è una passeggiata lungo-porto che prevede in corrispondenza dell'edificio denominato "Circolo nautico" (indicato in planimetria con il n°9), il cui tetto è un affaccio sul porto, una passerella che permette l'accesso alla copertura appunto del Circolo.

Nelle immagini seguenti vengono riportate le piante e sezioni della futura area commerciale:

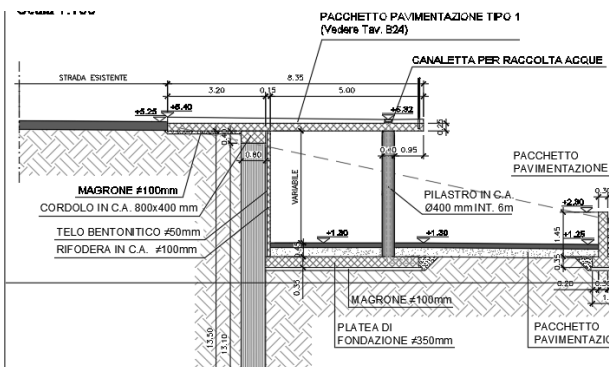


Figura 13-Sezione tipo futura area commerciale

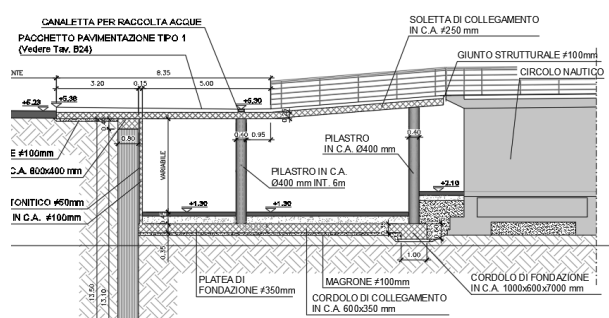


Figura 14-Sezione passerella di collegamento con circolo nautico

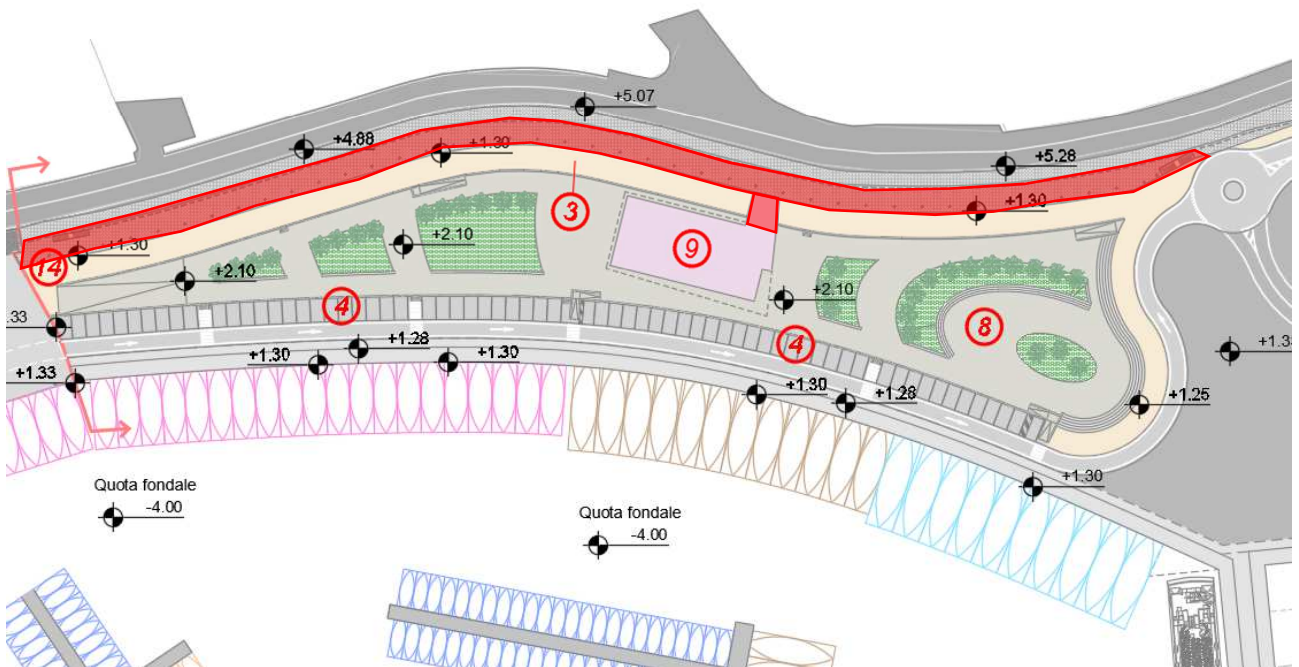


Figura 15 - Planimetria in cui è evidenziato in rosso la futura area commerciale

6.1 CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Le condizioni elementari di carico sono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) e allo Stato Limite di Esercizio (SLE).

Le condizioni elementari di carico sono:

- peso proprio delle strutture $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^2$
- carichi permanenti non strutturali (vedere specifico paragrafo analisi dei carichi);
- carichi variabili (Cat. C3, D1, e F);
- neve;
- vento;
- temperatura;
- sisma.

6.1.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA

Il peso proprio viene determinato in funzione delle dimensioni degli elementi strutturali e del peso specifico del materiale:

$$\gamma_{cls, \text{armato}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

6.1.2 CARICHI PERMANENTI

I valori dei carichi permanenti di solaio e copertura sono riportati nello specifico al paragrafo delle analisi dei carichi.

6.1.3 CARICHI VARIABILI

I carichi variabili minimi sono prescritti dalla Normativa vigente in tabella 3.1.II D.M. 17.01.2018 e correlati alla destinazione d'uso dei locali.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
Ambienti ad uso commerciale				
D	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale				
E	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)				
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
Coperture				
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

In caso di analisi sismica, parte dei carichi variabili è considerata massa sismica tramite un coefficiente convenzionale ψ_2 come definito nelle Norme Tecniche.

6.2 ANALISI DEI CARICHI

Soletta

Peso proprio soletta (sp=25 cm)	$p_1 =$	6.25	kN/m ²
Sovraccarico permanente	$p_2 =$	2.50	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. C3).....	$q_1 =$	5.00	kN/m ²

Fondazione fase I

Peso proprio soletta (sp=35 cm)	$p_1 =$	8.75	kN/m ²
Sovraccarico permanente	$p_2 =$	8.50	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. F)	$q_1 =$	2.50	kN/m ²

Fondazione fase II

Peso proprio (sp=35 cm)	$p_1 =$	8.75	kN/m ²
Sovraccarico permanente	$p_2 =$	3.00	kN/m ²
Sovraccarico accidentale (Cat. D1).....	$q_1 =$	4.00	kN/m ²

6.2.1 NEVE

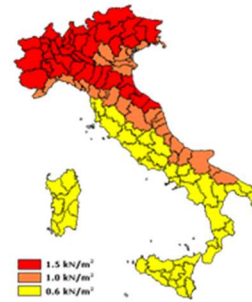
3.4.2 - Valore di riferimento

Provincia:

Zona III

$a_s = 2$ m altitudine sul livello del mare del sito

$q_{sk} = 0.60$ kN/m²



3.4.1 - Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante l'espressione (3.3.7):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0.8 \cdot 0.6 \cdot 1 \cdot 1 = 0.48 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3.7)$$

$\mu_i = 0.80$ (valore massimo)

$q_{sk} = 0.60$ kN/m²

$C_E = 1$ (par. 3.4.4)

$C_t = 1$ (par. 3.4.5)

3.4.4 - Coefficiente di esposizione

Tabella 3.4.1 – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

6.2.2 VENTO

3.3 AZIONI DEL VENTO - NTC 2018

3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **3**

$a_s = 2$ m altitudine sul livello del mare del sito

$T_R = 50$ anni

$c_r = 1.000$

$a_0 = 500$ m

$V_{b0} = 27$ m/s

$k_s = 0.370$

$V_r = 27.00$ m/s



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 3
 $a_s = 2$ m
 $z = 4.5$ m (altezza dell'edificio considerato)
 Distanza dalla costa: 0 km Struttura Off-shore
 Classe di rugosità: aree prive di ostacoli, mare, laghi
 Categoria di esposizione: **II**
 $k_r = 0.19$
 $z_0 = 0.05$ m
 $z_{min} = 4.00$ m
 $c_t = 1$

C 3.3.10.1 - Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

$\alpha = 90^\circ$
 $c_p = +1.60$
 $c_p = -0.90$

Pressione esterna:
 elementi sopravvento: $c_{pe} = +0.80$
 elementi sottovento: $c_{pe} = -0.40$

Pressione interna: Considera perfettamente sigillato

- Aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale
- Una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale
- Due pareti opposte con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

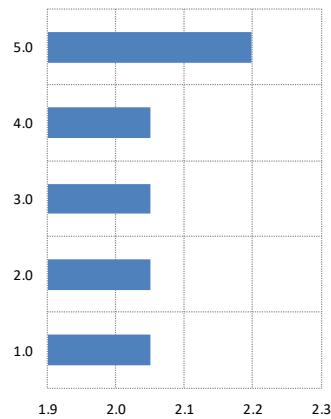
$c_{pi} = +0.80$
 $c'_{pi} = -0.50$

3.3.4 - Pressione del vento

$q_r = 455.63$ N/m² pressione cinetica di riferimento
 $c_p = +1.60$ (sopravvento) coefficiente di forma (o aerodinamico)
 $c_p = -0.90$ (sottovento)
 $c_d = 1$ coefficiente dinamico

Tabella - Pressione del vento in funzione della quota di applicazione

z [m]	$c_e(z)$ Cat. II	+p(z) [N/m ²]	-p(z) [N/m ²]	Ptot(z) [N/m ²]	Ptot(z) [kN/m ²]
1.00	1.80	1312.59	-738.33	2050.92	2.051
2.00	1.80	1312.59	-738.33	2050.92	2.051
3.00	1.80	1312.59	-738.33	2050.92	2.051
4.00	1.80	1312.59	-738.33	2050.92	2.051
5.00	1.93	1406.47	-791.14	2197.62	2.198



6.2.3 TEMPERATURA

In conformità a quanto prescritto dalla Normativa Italiana si adottano i seguenti valori di variazione termica:

Tab. 3.5.II - Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

6.2.4 SPINTA SOMMITALE DEL PALO

In corrispondenza palo-soletta è stata applicata una azione orizzontale dovuta al sovraccarico permanente e a quello accidentale, pari a:

$$q_{SP} = 11 \text{ kN/m};$$
$$q_{SA} = 20.2 \text{ kN/m}.$$

Con lo scopo di poter considerare il palo vincolato in sommità.

6.2.5 SISMA

L'azioni sismiche di progetto sono valutate rispetto ai vari stati limite a partire dalla pericolosità del sito di costruzione.

6.2.5.1 DEFINIZIONE STATI LIMITE D.M. 17/01/18

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 16.63070 LATITUDINE: 38.82722

Ricerca per comune REGIONE: Calabria PROVINCIA: Catanzaro COMUNE: Catanzaro

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
● Sito esterno al reticolo
● Interpolazione su 3 nodi
● Interpolazione corretta

Interpolazione: media ponderat

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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info
Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

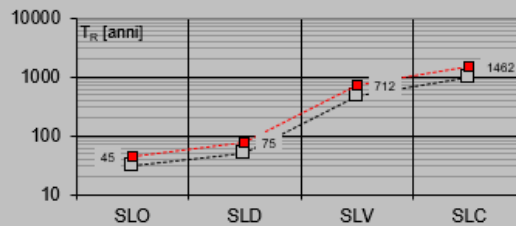
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="45"/>	<input type="text" value="75"/>
		<input type="text" value="712"/>	<input type="text" value="1462"/>
Stati limite ultimi - SLU	$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$	<input type="text" value="712"/>	<input type="text" value="1462"/>
		<input type="text" value="1462"/>	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-□..... Strategia scelta

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_S = 1.341$ $C_C = 1.442$ info
 Categoria topografica info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(hequota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s Regol. in altezza info

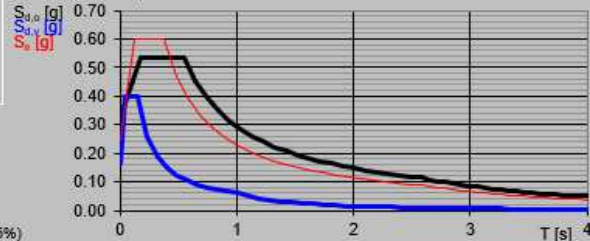
Compon. verticale

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

Elaborazioni

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

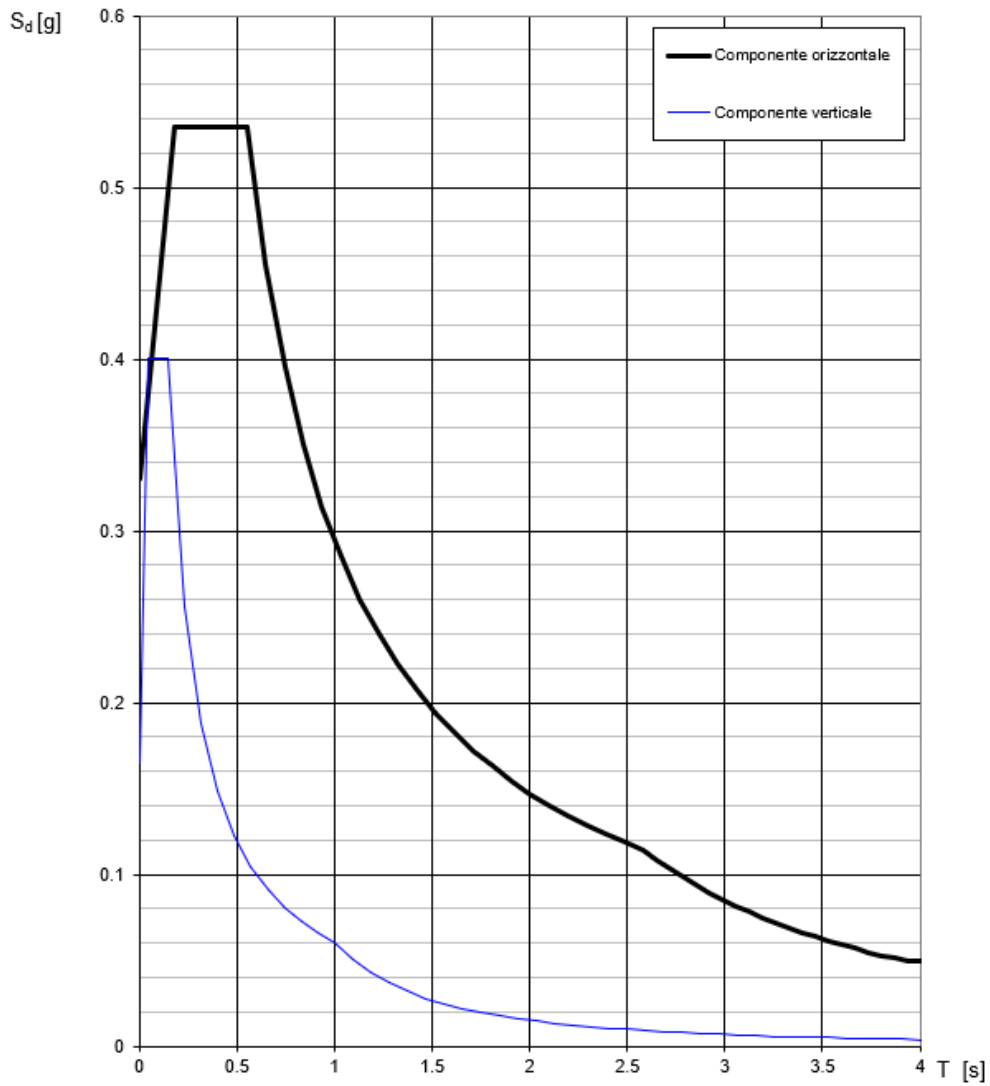
Spettri di risposta



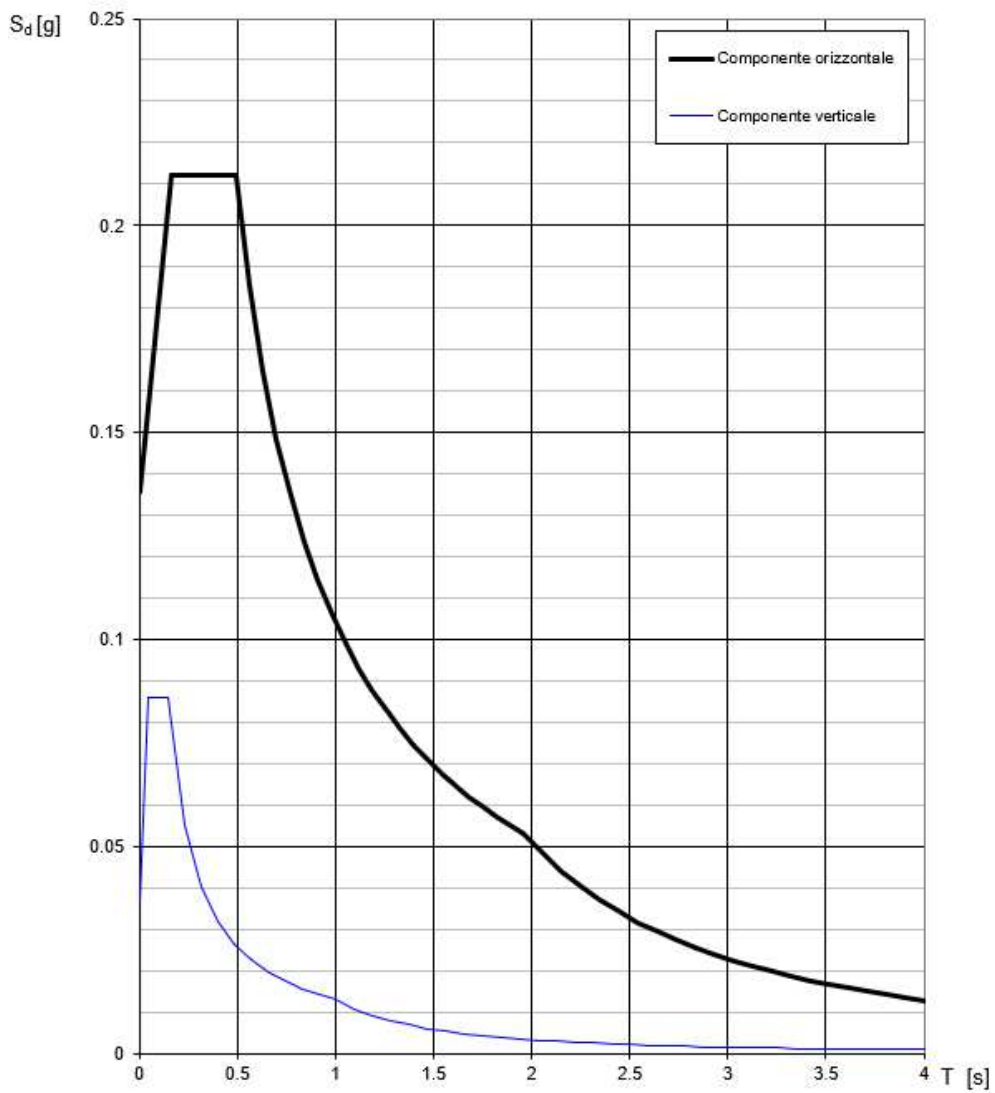
- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

6.2.5.2 SPETTRI D.M. 17-01-18

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



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



6.2.1 CARICHI APPLICATI AL MODELLO

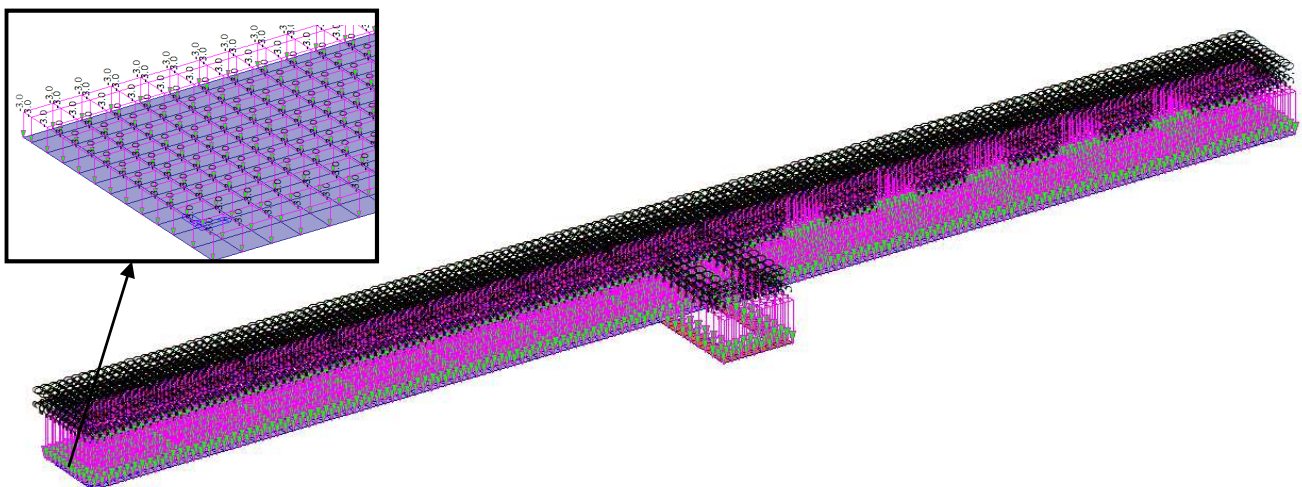


Figura 16 - Sovraccarico permanente su fondazione

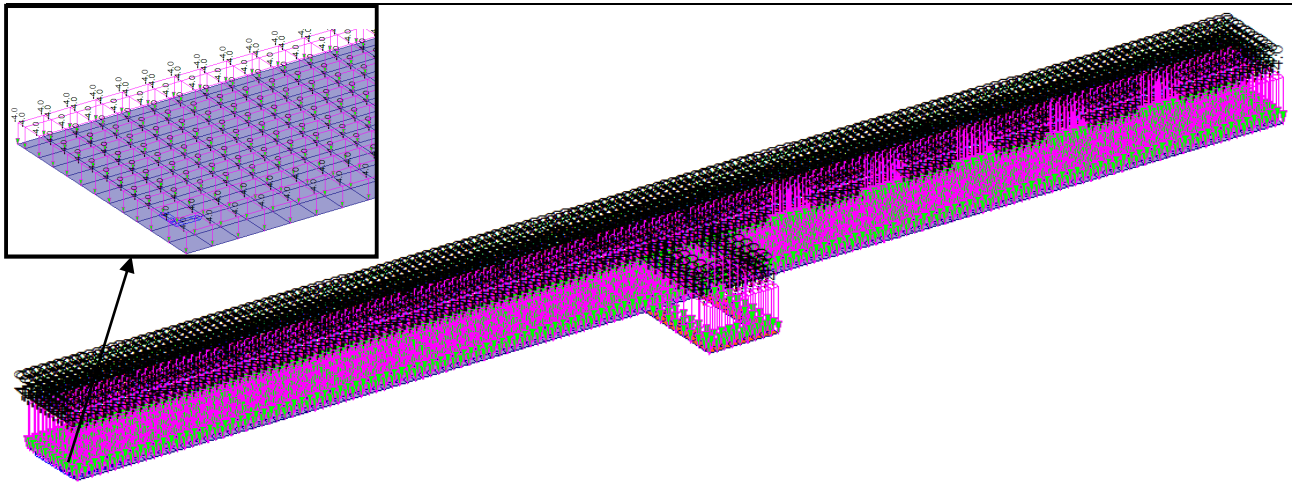


Figura 17 - Sovraccarico accidentale in fondazione

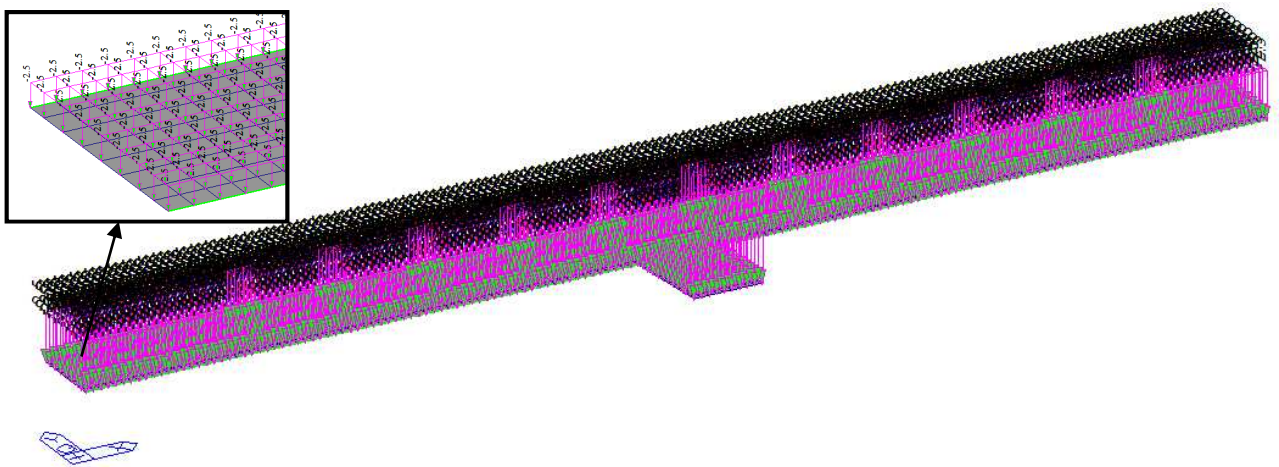


Figura 18 - Sovraccarico permanente solaio +4.5 m

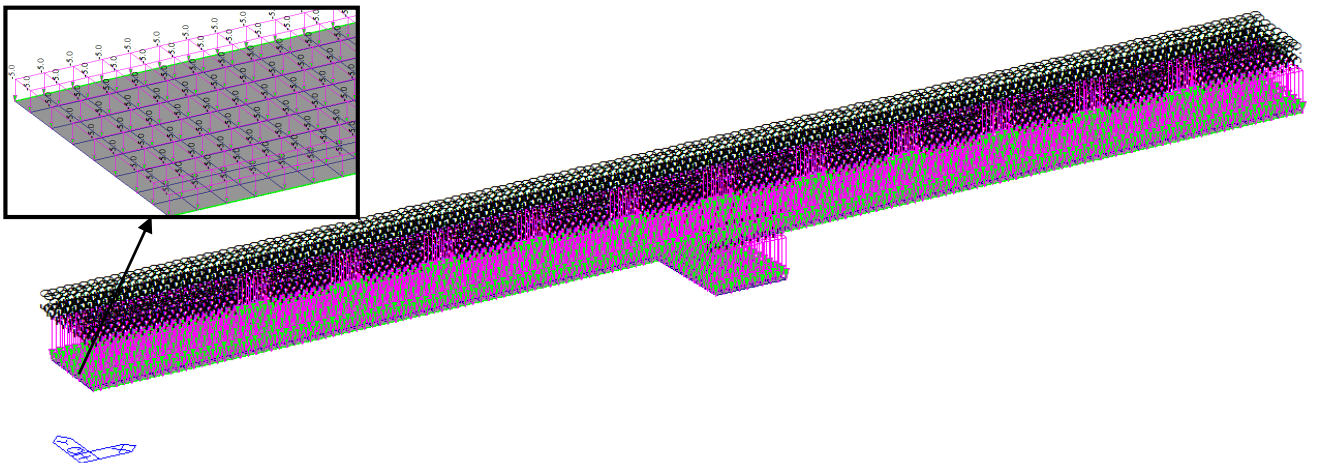


Figura 19 - Sovraccarico accidentale solaio +4.5 m

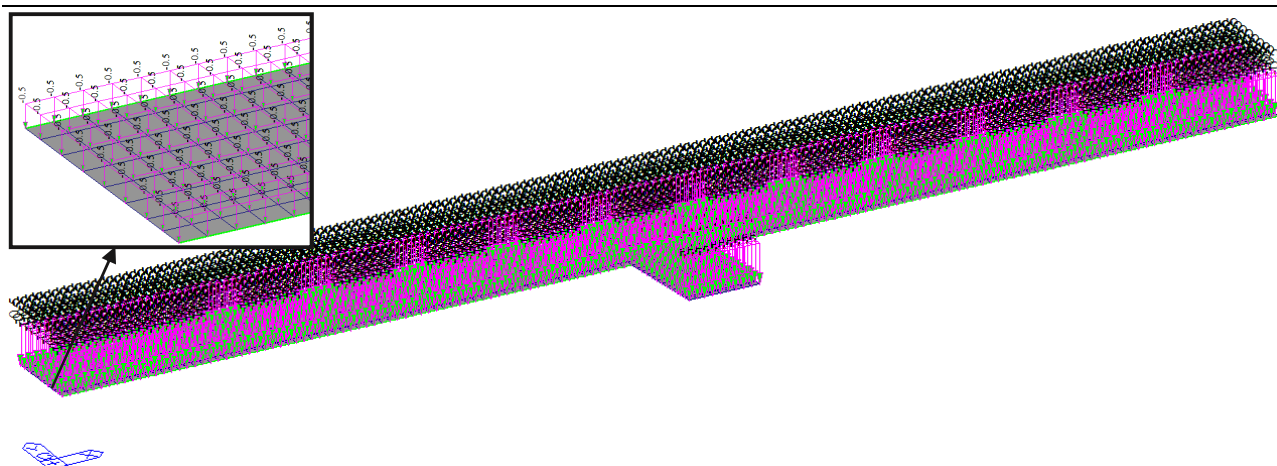


Figura 20 - Carico da neve su solaio a +4.5 m

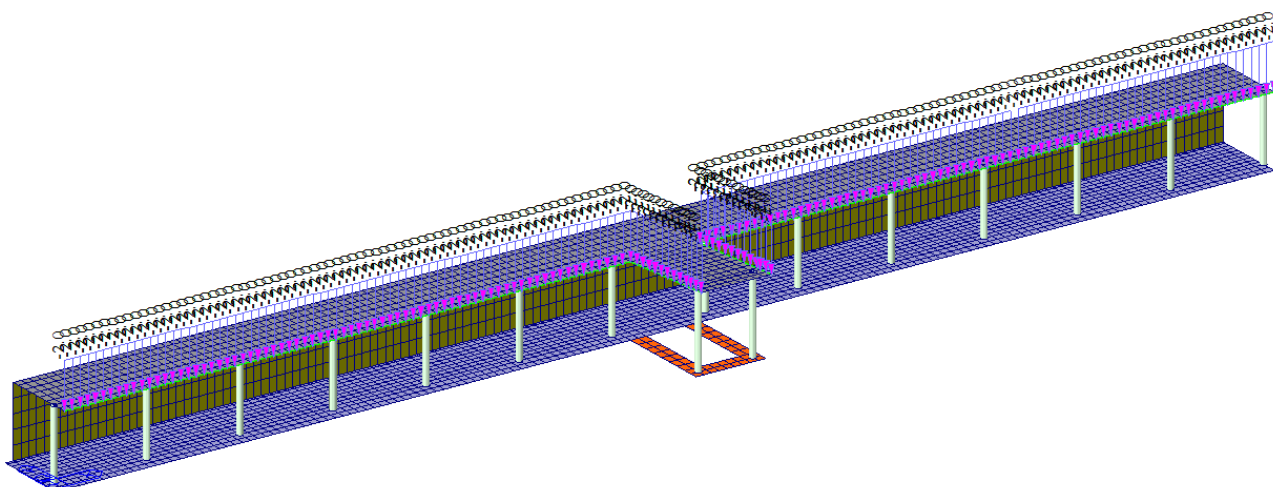


Figura 21 - Sovraccarico permanente ringhiera

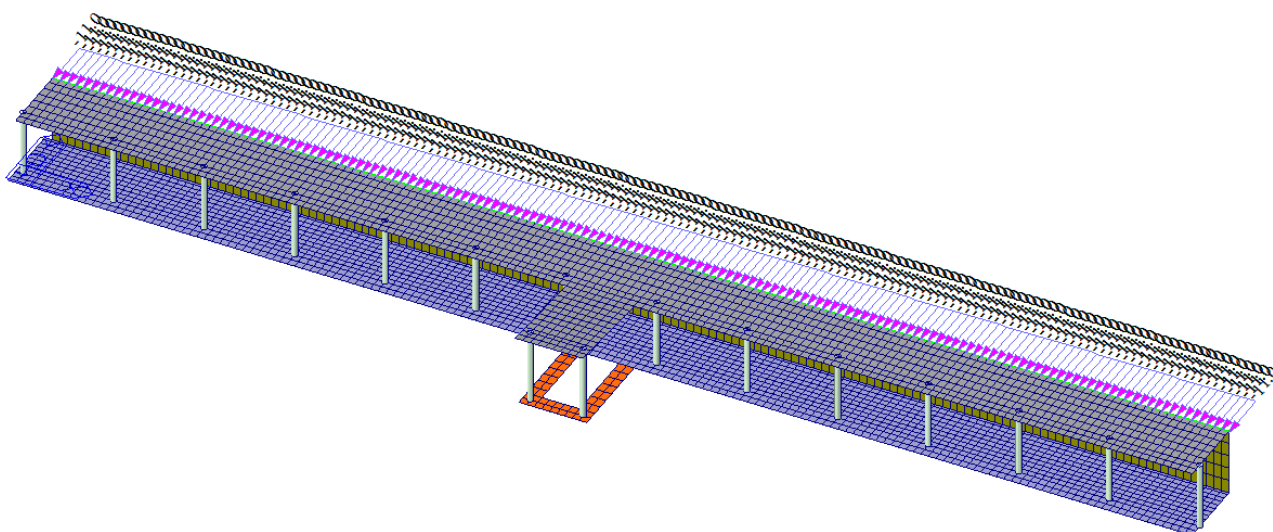


Figura 22 - Sovraccarico permanente dovuto alla spinta sommitale del palo

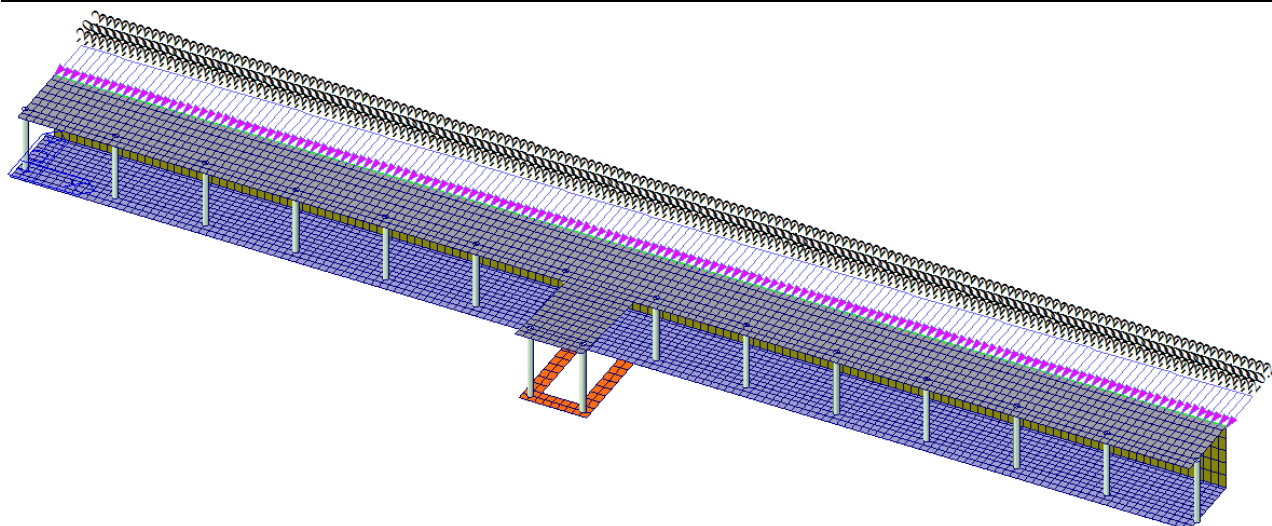


Figura 23 - Sovraccarico accidentale dovuto alla spinta sommitale del palo

6.3 MODELLO DI CALCOLO

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio del programma:

- Midas Gen 2019 v2.1 sviluppato in Corea del Sud e distribuito in Italia da CSP Fea s.c. via Zuccherificio, 5/D - 35042 Este (PD) Italy - P.I. 04057560288. Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni degli elementi strutturali.

Il programma è usato dallo scrivente in forza di regolari licenze d'uso e testato periodicamente mediante procedure di controllo codificate, tali da verificare l'attendibilità dell'applicazione e dei risultati ottenuti ed individuare eventuali vizi ed anomalie. Grazie alla raffinatezza del modello di calcolo è stato possibile analizzare il comportamento di tutti gli elementi compositivi delle stesse, considerando l'effettivo contributo alla rigidità complessiva del sistema fornito da ciascun componente elementare. I criteri di modellazione prevedono la riproduzione fedele delle strutture così come sono state progettate e si prescrive siano realizzate.

Il modello è composto da elementi plate per simulare fondazioni, pareti e solai, con elementi beam per i pilastri. I carichi sono applicati come pressioni distribuite sulla superficie. Le strutture di fondazione sono state vincolate alle traslazioni orizzontali, con vincoli fissi e alla traslazione verticale, con letto di molle ($k_w=2.30 \text{ kg/cm}^3$).

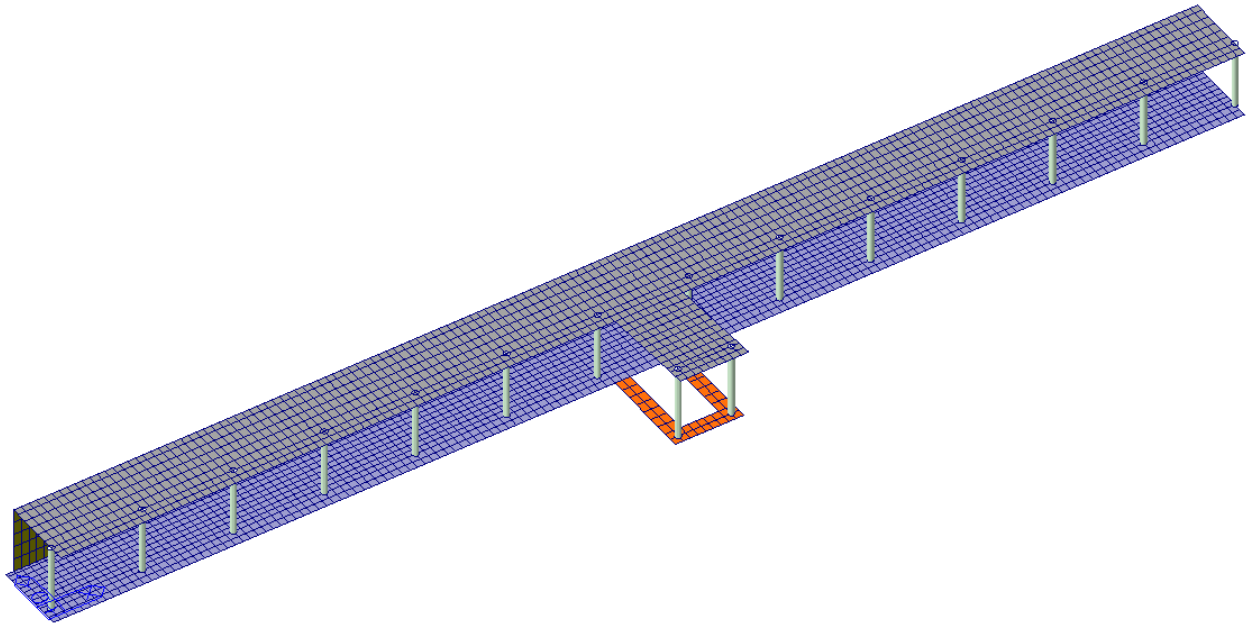


Figura 24-Vista prospettica del modello

6.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

Stati Limite Ultimi - SLU

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche SLU}$$

$$F_d = \gamma_1 \cdot E + G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \quad \text{per le azioni sismiche}$$

Stati Limite di Esercizio - SLE

$$F_d = G_k + P_k + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{21} \cdot Q_{21} + \psi_{22} \cdot Q_{22} \dots \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k	valore caratteristico delle azioni permanenti
P_k	valore caratteristico della forza di precompressione
Q_{ik}	valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
E	azione sismica
$\gamma_g = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)	
$\gamma_p = 0.9$ (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)	
$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)	
$\psi_{0i} = 0.7$	per sovraccarico accidentale (Cat C);
$\psi_{1i} = 0.7$	per sovraccarico accidentale (Cat C);
$\psi_{2i} = 0.6$	per sovraccarico accidentale (Cat C);

$\psi_{0i} = 0.3$	per sovraccarichi accidentali (Cat. D);
$\psi_{1i} = 0.0$	per sovraccarichi accidentali (Cat. D);
$\psi_{2i} = 0.0$	per sovraccarichi accidentali (Cat. D);
$\psi_{0i} = 0.7$	per sovraccarichi accidentali (Cat. F);
$\psi_{1i} = 0.7$	per sovraccarichi accidentali (Cat. F);
$\psi_{2i} = 0.6$	per sovraccarichi accidentali (Cat. F);
$\psi_{0i} = 0.5$	per neve;
$\psi_{1i} = 0.2$	per neve;
$\psi_{2i} = 0$	per neve;
$\psi_{0i} = 0.6$	per vento;
$\psi_{1i} = 0.2$	per vento;
$\psi_{2i} = 0$	per vento;
$\psi_{0i} = 0.6$	per variazione termica;
$\psi_{1i} = 0.5$	per variazione termica;
$\psi_{2i} = 0$	per variazione termica;

General | Steel Design | Concrete Design | SRC Design | Cold Formed Steel Design | Footing Design | Aluminum Design |

Load Combination List

No	Name	Active	Type	Gp(ST)	Gk(ST)	Qk(ST)	Neve(ST)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLO X(RS)	SLO Y(RS)	SLD X(ES)	SLD Y(ES)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)
1	gLCB1	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000											
2	gLCB2	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.5000	0.7500										
3	gLCB3	Activ	Add	1.3000	1.3000	1.0500	1.5000										
4	gLCB4	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000										1.0000	0.3000
5	gLCB5	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	0.3000					-1.0000	-0.3000
6	gLCB6	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	-0.3000					1.0000	-0.3000
7	gLCB7	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	-0.3000					-1.0000	0.3000
8	gLCB8	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	1.0000					0.3000	1.0000
9	gLCB9	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	1.0000					-0.3000	-1.0000
10	gLCB10	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	1.0000					-0.3000	1.0000
11	gLCB11	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	1.0000					0.3000	-1.0000
12	gLCB12	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	0.3000					1.0000	-0.3000
13	gLCB13	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	0.3000					-1.0000	0.3000
14	gLCB14	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	-0.3000					1.0000	0.3000
15	gLCB15	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	-0.3000					-1.0000	-0.3000
16	gLCB16	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	1.0000					-0.3000	1.0000
17	gLCB17	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	1.0000					0.3000	-1.0000
18	gLCB18	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	1.0000					0.3000	1.0000
19	gLCB19	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	1.0000					-0.3000	-1.0000
20	gLCB20	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	-0.3000					-1.0000	-0.3000
21	gLCB21	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	-0.3000					1.0000	0.3000
22	gLCB22	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	0.3000					-1.0000	0.3000
23	gLCB23	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	0.3000					1.0000	-0.3000
24	gLCB24	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	-1.0000					-0.3000	-1.0000
25	gLCB25	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	-1.0000					0.3000	1.0000
26	gLCB26	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	-1.0000					0.3000	-1.0000
27	gLCB27	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	-1.0000					-0.3000	1.0000
28	gLCB28	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	-0.3000					-1.0000	0.3000
29	gLCB29	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	-0.3000					1.0000	-0.3000
30	gLCB30	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	0.3000					-1.0000	-0.3000
31	gLCB31	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	0.3000					1.0000	0.3000
32	gLCB32	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	-1.0000					0.3000	-1.0000
33	gLCB33	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	-1.0000					-0.3000	1.0000
34	gLCB34	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	-1.0000					-0.3000	-1.0000
35	gLCB35	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	-1.0000					0.3000	1.0000

General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design Aluminum Design																			
Load Combination List																			
No	Name	Active	Type	Gp(ST)	Gk(ST)	Qk(ST)	Neve(ST)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLO X(RS)	SLO Y(RS)	SLD X(ES)	SLD Y(ES)	SLO X(ES)	SLO Y(ES)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)
36	gLCB36	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000													
37	gLCB37	Activ	Add	1.0000	1.0000	1.0000	0.5000												
38	gLCB38	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000	1.0000												
39	gLCB39	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.7000													
40	gLCB40	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000	0.2000												
41	gLCB41	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000													
42	STL EN	Activ	Envelo																
43	STL EN	Activ	Envelo																
44	SLV	Activ	Envelo																
45	gLCB42	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		1.0000	0.3000					1.0000	0.3000				
46	gLCB43	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		1.0000	0.3000					-1.0000	-0.3000				
47	gLCB44	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		1.0000	-0.3000					1.0000	-0.3000				
48	gLCB45	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		1.0000	-0.3000					-1.0000	0.3000				
49	gLCB46	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	1.0000					0.3000	1.0000				
50	gLCB47	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	1.0000					-0.3000	-1.0000				
51	gLCB48	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	1.0000					-0.3000	1.0000				
52	gLCB49	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	1.0000					0.3000	-1.0000				
53	gLCB50	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		1.0000	0.3000					1.0000	-0.3000				
54	gLCB51	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		1.0000	0.3000					-1.0000	0.3000				
55	gLCB52	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		1.0000	-0.3000					1.0000	0.3000				
56	gLCB53	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		1.0000	-0.3000					-1.0000	-0.3000				
57	gLCB54	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	1.0000					-0.3000	1.0000				
58	gLCB55	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	1.0000					0.3000	-1.0000				
59	gLCB56	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	1.0000					0.3000	1.0000				
60	gLCB57	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	1.0000					-0.3000	-1.0000				
61	gLCB58	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	-0.3000					-1.0000	-0.3000				
62	gLCB59	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	-0.3000					1.0000	0.3000				
63	gLCB60	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	0.3000					-1.0000	0.3000				
64	gLCB61	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	0.3000					1.0000	-0.3000				
65	gLCB62	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	-1.0000					-0.3000	-1.0000				
66	gLCB63	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	-1.0000					0.3000	1.0000				
67	gLCB64	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	-1.0000					0.3000	-1.0000				
68	gLCB65	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	-1.0000					-0.3000	1.0000				
69	gLCB66	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	-0.3000					-1.0000	0.3000				
70	gLCB67	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	-0.3000					1.0000	-0.3000				
71	gLCB68	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	0.3000					-1.0000	-0.3000				
72	gLCB69	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	0.3000					1.0000	0.3000				
73	gLCB70	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	-1.0000					0.3000	-1.0000				

General Steel Design Concrete Design SRC Design Cold Formed Steel Design Footing Design Aluminum Design																			
Load Combination List																			
No	Name	Active	Type	Gp(ST)	Gk(ST)	Qk(ST)	Neve(ST)	SLD X(RS)	SLD Y(RS)	SLV X(RS)	SLV Y(RS)	SLO X(RS)	SLO Y(RS)	SLD X(ES)	SLD Y(ES)	SLO X(ES)	SLO Y(ES)	SLV X(ES)	SLV Y(ES)
57	gLCB54	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	1.0000					-0.3000	1.0000				
58	gLCB55	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	1.0000					0.3000	-1.0000				
59	gLCB56	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	1.0000					0.3000	1.0000				
60	gLCB57	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	1.0000					-0.3000	-1.0000				
61	gLCB58	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	-0.3000					-1.0000	-0.3000				
62	gLCB59	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	-0.3000					1.0000	0.3000				
63	gLCB60	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	0.3000					-1.0000	0.3000				
64	gLCB61	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	0.3000					1.0000	-0.3000				
65	gLCB62	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	-1.0000					-0.3000	-1.0000				
66	gLCB63	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	-1.0000					0.3000	1.0000				
67	gLCB64	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	-1.0000					0.3000	-1.0000				
68	gLCB65	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		0.3000	-1.0000					-0.3000	1.0000				
69	gLCB66	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	-0.3000					-1.0000	0.3000				
70	gLCB67	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	-0.3000					1.0000	-0.3000				
71	gLCB68	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	0.3000					-1.0000	-0.3000				
72	gLCB69	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-1.0000	0.3000					1.0000	0.3000				
73	gLCB70	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000		-0.3000	-1.0000					0.3000	-1.0000				
74	Env_SL	Activ	Envelo																
75	gLCB71	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	0.3000					1.0000	0.3000		
76	gLCB72	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	0.3000					-1.0000	-0.3000		
77	gLCB73	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	-0.3000					1.0000	-0.3000		
78	gLCB74	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	-0.3000					-1.0000	0.3000		
79	gLCB75	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	1.0000					0.3000	1.0000		
80	gLCB76	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	1.0000					-0.3000	-1.0000		
81	gLCB77	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	1.0000					-0.3000	1.0000		
82	gLCB78	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	1.0000					0.3000	-1.0000		
83	gLCB79	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	0.3000					1.0000	-0.3000		
84	gLCB80	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	0.3000					-1.0000	0.3000		
85	gLCB81	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	-0.3000					1.0000	-0.3000		
86	gLCB82	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				1.0000	-0.3000					-1.0000	-0.3000		
87	gLCB83	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	1.0000					-0.3000	1.0000		
88	gLCB84	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	1.0000					0.3000	-1.0000		
89	gLCB85	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	1.0000					0.3000	1.0000		
90	gLCB86	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	1.0000					-0.3000	-1.0000		
91	gLCB87	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	-0.3000					-1.0000	-0.3000		
92	gLCB88	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	-0.3000					1.0000	0.3000		
93	gLCB89	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	0.3000					-1.0000	0.3000		
94	gLCB90	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	0.3000					1.0000	-0.3000		
95	gLCB91	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	-1.0000					-0.3000	-1.0000		
96	gLCB92	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-0.3000	-1.0000					0.3000	1.0000		
97	gLCB93	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	-1.0000					0.3000	-1.0000		
98	gLCB94	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				0.3000	-1.0000					-0.3000	1.0000		
99	gLCB95	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	-0.3000					-1.0000	0.3000		
100	gLCB96	Activ	Add	1.0000	1.0000	0.6000				-1.0000	-0.3000					1.0000	-0.3000		

6.5 ANALISI MODALE

Le masse considerate nella modellazione seguono quanto indicato nel D.M. 17/01/2018 §3.2.4:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018 §7.3.3.1, si esegue un'analisi lineare dinamica che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, mediante analisi modale;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare riportati;
- nella combinazione di questi effetti.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa (superiore al 5%), tale che la massa totale sia superiore all'85%.

Si riportano di seguito alcune immagini del modello:

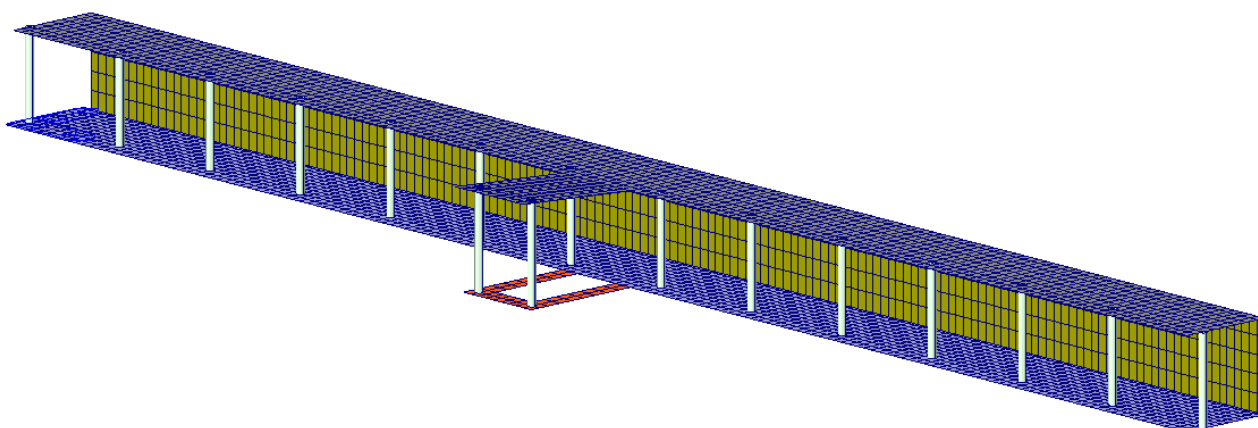


Figura 25-Modello di calcolo

Si riportano i risultati dell'analisi vibrazionale della struttura e della massa partecipante raggiunta (si evidenzia la sola componente Y in quanto la rigidezza nella direzione X è elevatissima)

EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period (sec)	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)			
1	76.4942	12.1744	0.0821	0.0000e+000	
2	101.1913	16.1051	0.0621	0.0000e+000	
3	103.7094	16.5059	0.0606	0.0000e+000	
4	117.1538	18.6456	0.0536	0.0000e+000	
5	117.2336	18.6583	0.0536	0.0000e+000	
6	121.6650	19.3636	0.0516	0.0000e+000	
7	122.0539	19.4255	0.0515	0.0000e+000	
8	129.4413	20.6012	0.0485	0.0000e+000	
9	130.4343	20.7593	0.0482	0.0000e+000	
10	139.0784	22.1350	0.0452	0.0000e+000	
110	748.0454	119.0551	0.0084	0.0000e+000	
111	748.2264	119.0839	0.0084	0.0000e+000	
112	750.0341	119.3716	0.0084	0.0000e+000	
113	756.3852	120.3824	0.0083	0.0000e+000	
114	758.7635	120.7610	0.0083	0.0000e+000	
115	764.2302	121.6310	0.0082	0.0000e+000	
116	765.8741	121.8927	0.0082	0.0000e+000	
117	767.8583	122.2084	0.0082	0.0000e+000	
118	772.6288	122.9677	0.0081	0.0000e+000	
119	777.7523	123.7831	0.0081	0.0000e+000	
120	778.1448	123.8456	0.0081	0.0000e+000	
121	780.1804	124.1696	0.0081	0.0000e+000	
122	784.3960	124.8405	0.0080	0.0000e+000	
123	785.1615	124.9623	0.0080	0.0000e+000	
124	786.8222	125.2266	0.0080	0.0000e+000	
125	787.1269	125.2751	0.0080	0.0000e+000	

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	0.0007	0.0007	0.0124	0.0124	1.4863	1.4863	0.0402	0.0402	0.0003	0.0003	0.0002	0.0002	
2	0.0001	0.0008	77.1547	77.1671	0.2904	1.7768	0.9252	0.9654	0.0000	0.0003	0.0152	0.0154	
3	0.5702	0.5710	0.0148	77.1819	0.0002	1.7769	0.0002	0.9656	0.0437	0.0440	79.4205	79.4359	
4	0.0001	0.5710	0.0866	77.2685	0.1541	1.9310	0.0088	0.9744	0.0001	0.0441	0.0008	79.4367	
5	0.0043	0.5753	0.0003	77.2688	0.0008	1.9318	0.0000	0.9744	0.0090	0.0531	0.4324	79.8692	
6	0.0002	0.5755	0.0781	77.3469	0.3025	2.2343	0.0020	0.9764	0.0000	0.0532	0.0070	79.8762	
7	0.0013	0.5768	0.0007	77.3477	0.0025	2.2368	0.0000	0.9765	0.0055	0.0586	0.2005	80.0767	
8	0.0018	0.5786	0.0070	77.3547	0.0282	2.2650	0.0105	0.9870	0.0011	0.0597	0.0004	80.0771	
9	0.0020	0.5806	0.0001	77.3548	0.0011	2.2661	0.0001	0.9871	0.0051	0.0648	0.1017	80.1787	
10	0.0046	0.5852	0.0735	77.4283	0.8662	3.1323	0.0008	0.9879	0.0017	0.0665	0.0116	80.1903	
110	0.0050	88.5454	0.2299	81.2776	0.0420	23.8707	0.0119	52.2817	0.0036	34.9262	0.0011	82.9501	
111	0.0028	88.5482	0.0012	81.2789	0.0001	23.8709	0.0000	52.2817	0.3123	35.2385	0.3043	83.2544	
112	0.0478	88.5960	0.0040	81.2828	0.0003	23.8712	0.0102	52.2918	0.0244	35.2629	0.0004	83.2548	
113	0.0016	88.5977	0.0134	81.2962	0.0000	23.8712	0.0019	52.2938	0.0001	35.2629	0.0000	83.2548	
114	0.0048	88.6024	0.0001	81.2963	0.0000	23.8712	0.0004	52.2941	0.0236	35.2866	0.1230	83.3777	
115	0.0022	88.6046	0.0058	81.3021	0.0123	23.8835	1.4986	53.7927	0.0000	35.2866	0.0000	83.3777	
116	0.0008	88.6055	0.2079	81.5101	0.0013	23.8847	0.0306	53.8233	0.0000	35.2866	0.0001	83.3779	
117	0.0055	88.6110	0.0024	81.5125	0.0000	23.8848	0.0099	53.8333	0.1582	35.4448	0.5773	83.9552	
118	0.0003	88.6112	0.0080	81.5205	0.0000	23.8848	0.0139	53.8472	0.0001	35.4449	1.6828	85.6380	
119	0.0094	88.6206	0.0024	81.5229	0.0000	23.8848	0.0012	53.8484	0.4034	35.8483	2.6003	88.2383	
120	0.0000	88.6206	1.0305	82.5534	0.0250	23.9098	1.9084	55.7568	0.0001	35.8484	0.0005	88.2388	
121	0.0000	88.6207	2.4956	85.0490	0.0709	23.9807	7.7208	63.4776	0.0266	35.8750	0.0001	88.2389	
122	0.0004	88.6210	0.9999	86.0488	0.0283	24.0089	3.6167	67.0943	0.1258	36.0008	0.0010	88.2399	
123	0.3727	88.9937	0.0003	86.0491	0.0005	24.0094	0.0216	67.1159	53.7358	89.7366	0.0153	88.2552	
124	0.0004	88.9941	0.1999	86.2491	0.0006	24.0101	0.5384	67.6543	0.0146	89.7512	0.0402	88.2955	
125	0.0021	88.9963	1.9146	88.1636	0.0296	24.0396	6.5985	74.2529	0.0633	89.8145	0.0084	88.3038	

6.6 RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La resistenza al fuoco di un elemento strutturale si esplica con la determinazione di tre parametri:

- **R = stabilità**; attitudine di un elemento da costruzione a conservare la resistenza meccanica sotto l'azione del fuoco. Equivale al tempo di rottura in minuti di un elemento strutturale sottoposto ad una curva tempo-temperatura;
- **E = tenuta**; attitudine di un elemento da costruzione a non lasciare passare né produrre fiamme, vapori o gas caldi sul lato non esposto se sottoposto all'azione del fuoco su un lato;
- **I = isolamento** termico; attitudine di un elemento da costruzione a ridurre, entro un dato limite, la trasmissione del calore.

Le combinazioni di carico adottate per le verifiche al fuoco sono quelle relative alle situazioni eccezionali:

$$F_d = G_k + P_k + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

con

$\psi_{22} = 0.6$ per sovraccarico accidentale (Cat C, D e F).

6.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica al fuoco è soddisfatta se è garantito il copriferro minimo a protezione delle barre d'armatura. Il D.M. 16/02/2007 - "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi", determina le condizioni sufficienti per la classificazione degli elementi costruttivi resistenti al fuoco, quindi il copriferro minimo suddetto.

6.6.1.1 PARETI REI 120

D.6.3 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s e della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito REI per le classi indicate di pareti portanti esposte su uno o due lati che rispettano le seguenti limitazioni:

- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pareti dell'ultimo piano);

Classe	Esposto su un lato	Esposto su due lati
30	$s = 120 / a = 10$	120 / 10
60	$s = 130 / a = 10$	140 / 10
90	$s = 140 / a = 25$	170 / 25
120	$s = 160 / a = 35$	220 / 35
180	$s = 210 / a = 50$	270 / 55
240	$s = 270 / a = 60$	350 / 60

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

D.6.4 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore s sufficiente a garantire il requisito EI per le classi indicate di pareti non portanti esposte su un lato che rispettano le seguenti limitazioni:

- altezza effettiva della parete (da nodo a nodo) ≤ 6 m (per pareti di piani intermedi) ovvero $\leq 4,5$ m (per pareti dell'ultimo piano);

- rapporto tra altezza di libera inflessione e spessore inferiore a 40

Classe	Esposto su un lato
30	$s = 60$
60	$s = 80$
90	$s = 100$
120	$s = 120$
180	$s = 150$
240	$s = 180$

6.6.1.2 SOLAI REI 120

D.5 Solette piene e solai alleggeriti

D.5.1 La tabella seguente riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale H di solette e solai, della distanza a dall'asse delle armature alla superficie esposta sufficienti a garantire il requisito R per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Solette piene con armatura monodirezionale	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai misti di lamiera di acciaio con riempimento di calcestruzzo ⁽¹⁾	H = 80 / a = 10	120 / 20	120 / 30	160 / 40	200 / 55	240 / 65
Solai a travetti con alleggerimento ⁽²⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75
Solai a lastra con alleggerimento ⁽³⁾	H = 160 / a = 15	200 / 30	240 / 35	240 / 45	300 / 60	300 / 75

I valori di a devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere di c.a. e c.a.p. In caso di armatura pre-tesa aumentare i valori di a di 15 mm. In presenza di intonaco i valori di H e a ne devono tenere conto nella seguente maniera: 10 mm di intonaco normale (definizione in D.4.1) equivale ad 10 mm di calcestruzzo; 10 mm di intonaco protettivo antincendio (definizione in D.4.1) equivale a 20 mm di calcestruzzo. Per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una armatura diffusa aggiuntiva che assicuri la stabilità del ricoprimento.

- (1) In caso di lamiera grecata H rappresenta lo spessore medio della soletta. Il valore di a non comprende lo spessore della lamiera. La lamiera ha unicamente funzione di cassero. In caso contrario la lamiera va protetta secondo quanto indicato in D.7.1
- (2) Deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.
- (3) In caso di alleggerimento in polistirene o materiali affini prevedere opportuni sfoghi delle sovrappressioni.

D.5.2 Per garantire i requisiti di tenuta e isolamento i solai di cui alla tabella D.5.1 devono presentare uno strato pieno di materiale isolante, non combustibile e con conducibilità termica non superiore a quella del calcestruzzo, di cui almeno una parte in calcestruzzo armato. La tabella seguente riporta i valori minimi (cm) dello spessore h dello strato di materiale isolante e della parte d di c.a., sufficienti a garantire i requisiti EI per le classi indicate.

Classe	30	60	90	120	180	240
Tutte le tipologie	h = 60 / d = 40	60 / 40	100 / 50	100 / 50	150 / 60	150 / 60

In presenza di intonaco i valori di h e di a ne possono tenere conto nella maniera indicata nella tabella D.5.1. In ogni caso a non deve mai essere inferiore a 40 mm.

In presenza di strati superiori di materiali di finitura incombustibile (massetto, malta di allettamento, pavimentazione, etc.) i valori di h ne possono tener conto

6.7 VERIFICHE

6.7.1 VERIFICA AGLI SPOSTAMENTI SOMMITALI AGLI SLO

Si riportano le mappe cromatiche raffiguranti gli spostamenti orizzontali agli SLO:

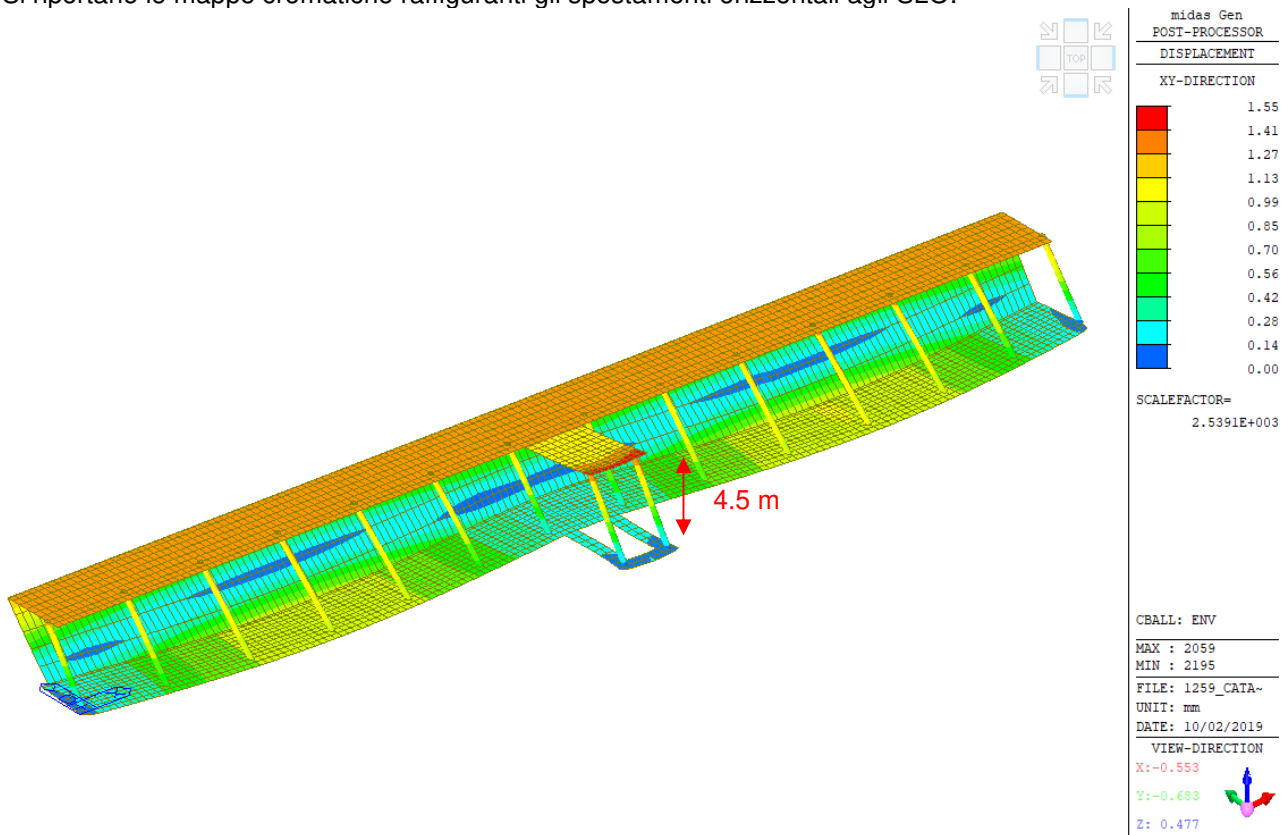


Figura 26-Mappa cromatica spostamenti orizzontali in direzione Y | SLO

Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §7.3.6.1), lo spostamento massimo orizzontale per costruzioni con tamponature fragili collegate rigidamente alla struttura soggetta ad azioni orizzontali la cui Classe d'Uso (CU) è III deve rispettare il seguente limite:

Per le CU I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

$$d_r \leq 0,005 \cdot h/q = 2/3 * 0,005 * 4500/1,5 = 10 \text{ mm} > 1,55 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

6.7.2 VERIFICA AGLI SPOSTAMENTI SOMMITALI AGLI SLE

Si riportano le mappe cromatiche raffiguranti gli spostamenti massimi orizzontali agli SLE

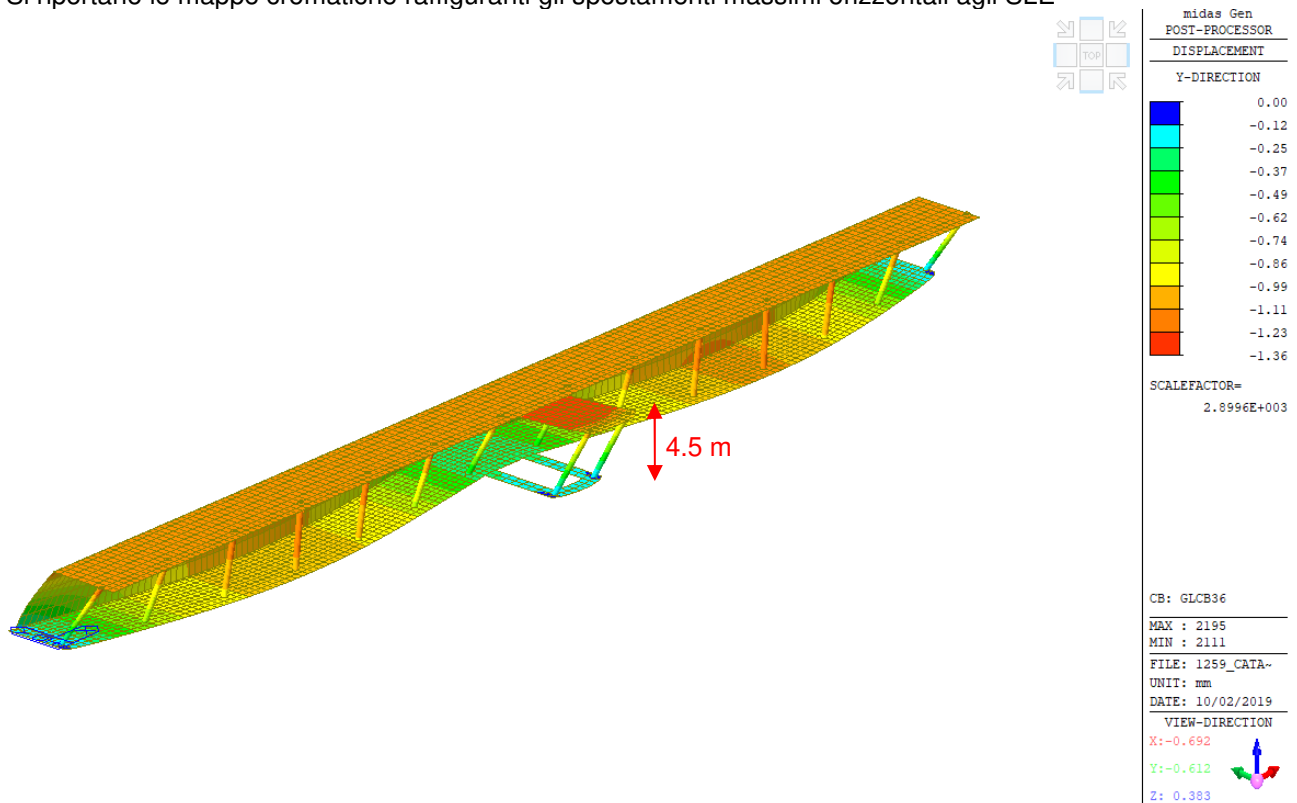


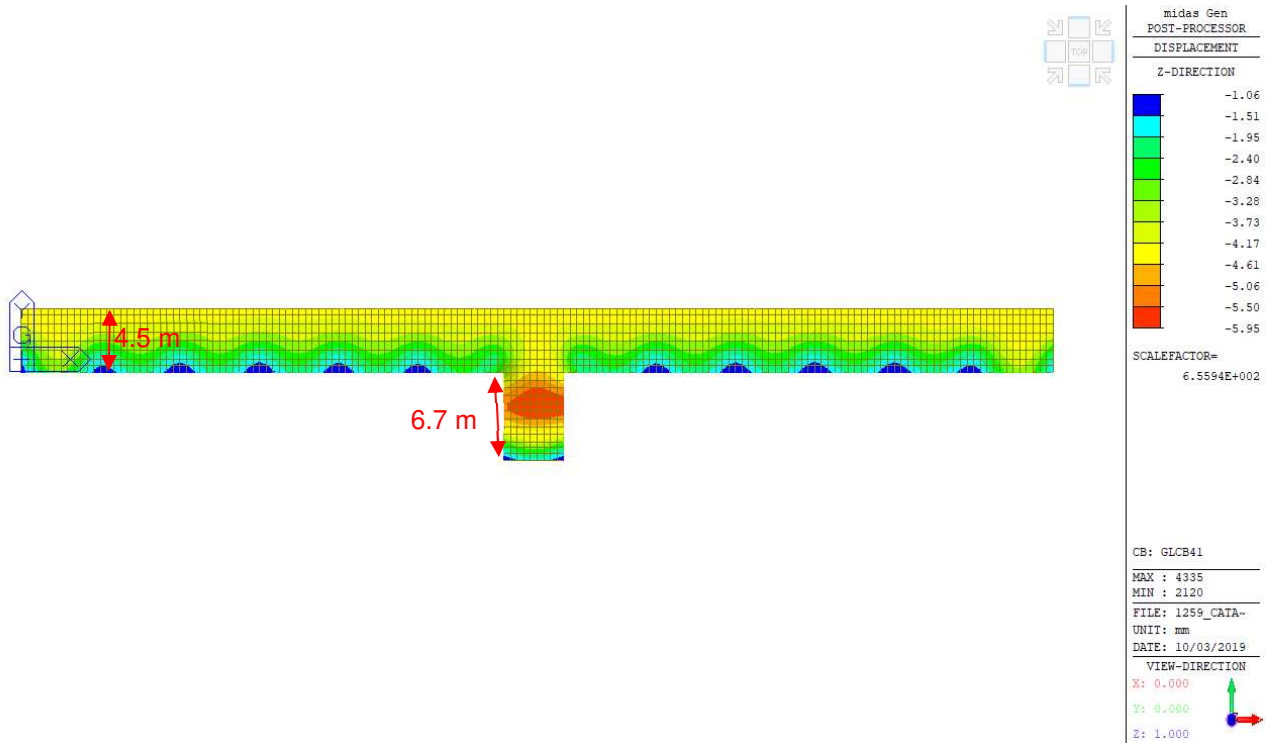
Figura 27-Mappa cromatica spostamenti orizzontali in direzione Y | SLE

Secondo quanto riportato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018 §4.2.4.2), lo spostamento massimo per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali deve rispettare il seguente limite:

$$H/300 = 4500/300 = 15 \text{ mm} > 1.40 \text{ mm}$$

6.7.1 VERIFICA AGLI SPOSTAMENTI VERTICALI AGLI SLE

La soletta di spessore di 250mm viene realizzata in opera in C.A. Al fine della verifica degli spostamenti verticali si considerano le massime deformazioni verticali ottenute in condizione quasi permanente:



Freccia elastica

Posto $L = 6.70 \text{ m}$, si ricava:

$$f_{elastica} = 5.95 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = \frac{6700}{300} = 22.30 \text{ mm}$$

Posto $L = 4.50 \text{ m}$, si ricava:

$$f_{elastica} = 5.40 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = \frac{4500}{300} = 15.00 \text{ mm}$$

Freccia lungo termine (viscosa)

Il coefficiente di viscosità a tempo infinito per una umidità relativa di circa il 75%, viene calcolato in conformità al D.M. 17/01/2018, come segue:

- parametro h_0 stimato per la soletta: $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 250000 / 2000 = 250 \text{ mm}$
- tempo di messa in carico: $t_0 = 15 \text{ giorni}$
- coefficiente di viscosità (atmosfera con umidità relativa 75%): $\phi(+\infty) = \left[\frac{2.4 + 2.2}{2} \right] = 2.3$

I valori precedenti sono desunti facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 – Cap.11, §11.2.10.7:

Tabella 11.2.VI – Valori di $\phi(\infty, t_0)$. Atmosfera con umidità relativa di circa il 75%

t_0	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
≥ 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

$$f_{viscosa} = 2.30 \cdot 5.95 \text{ mm} = 13.67 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{6700}{250} = 26.80 \text{ mm}$$

$$f_{viscosa} = 2.30 \cdot 5.40 \text{ mm} = 12.42 \text{ mm} \leq \frac{L}{250} = \frac{4500}{250} = 18.00 \text{ mm}$$

La verifica è soddisfatta.

6.7.2 CEDIMENTI DELLA PLATEA

La platea di fondazione è stata modellata considerando il terreno come un letto di molle dato dalla $K_w=2.30\text{kg/cm}^3$ alla Winkler. Per tali valori si riportano i cedimenti elementari:

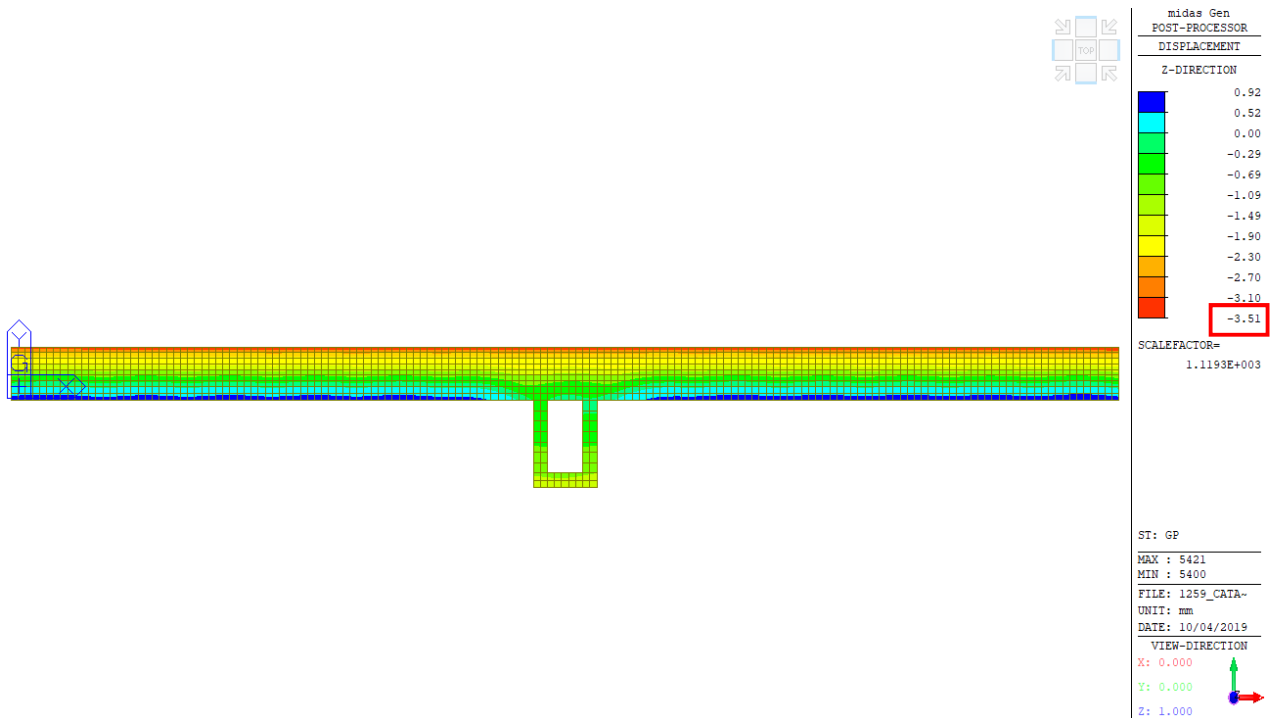


Figura 28 - Cedimento durante la fase di costruzione dei pesi propri

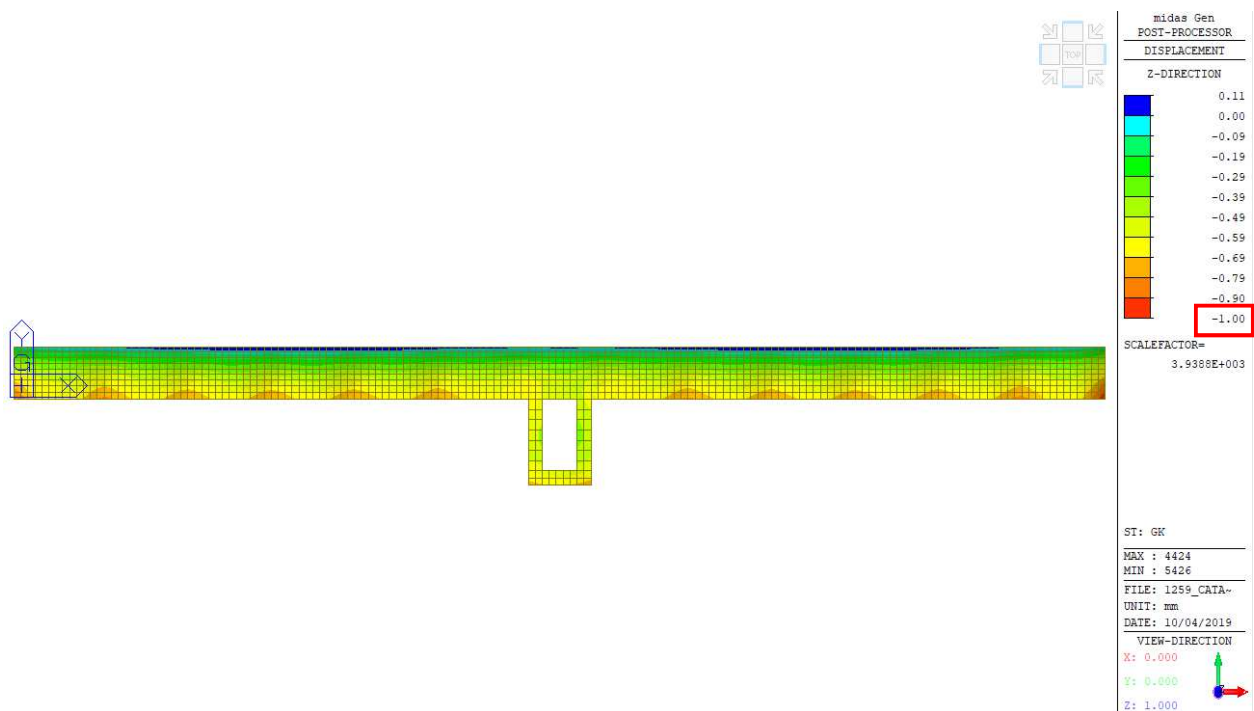


Figura 29 - Cedimento relativo ai carichi permanenti

Il cedimento medio che si ha in fase di costruzione, dato dal peso proprio e dal permanente, ammonta a:

$$\delta_z = \delta_{z,PP} + \delta_{z,SVP} = 3.51 + 1.00 = 4.51 \text{ mm}$$

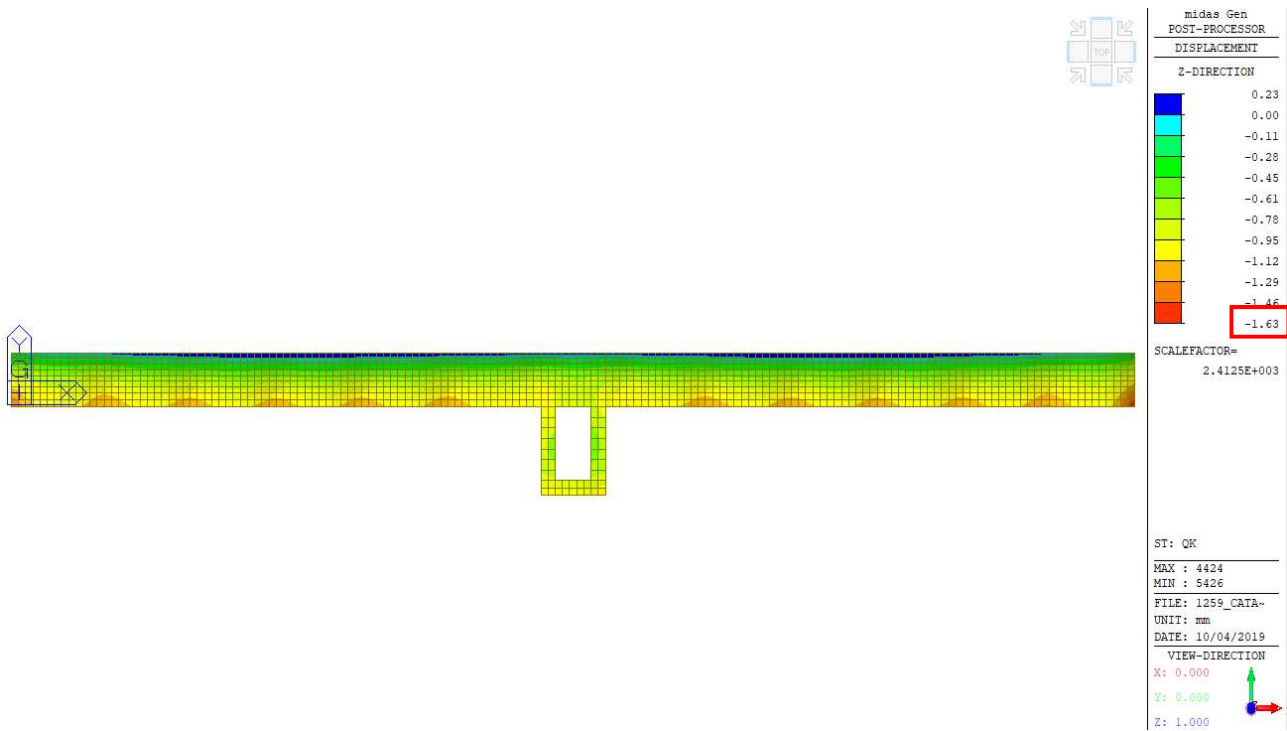
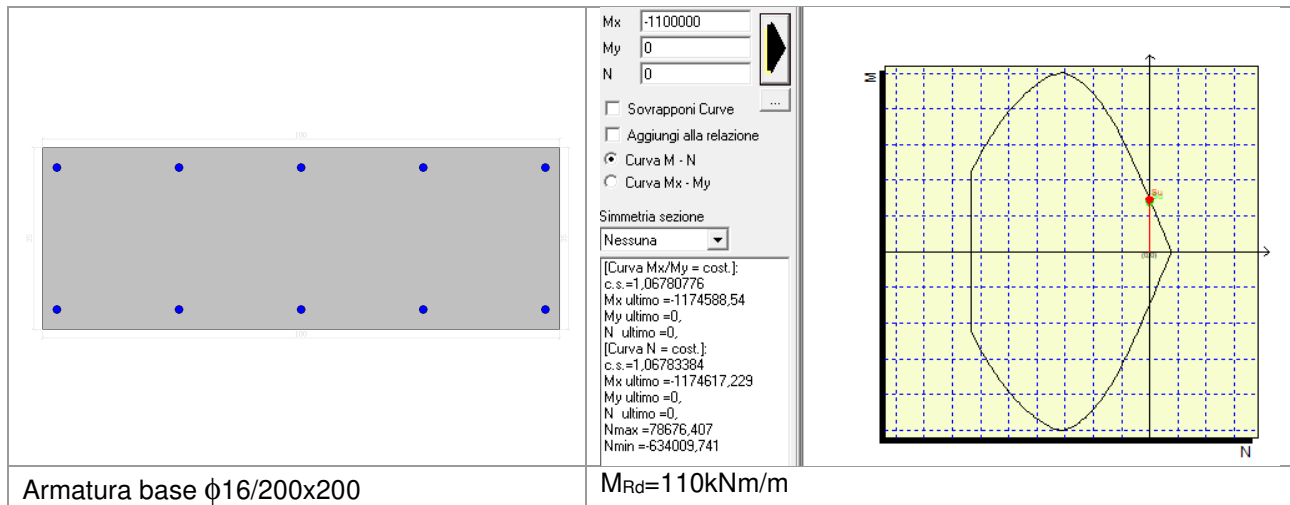


Figura 30 - Cedimento relativo ai carichi accidentali

Il cedimento dovuto ai carichi accidentali risulta essere un cedimento elastico per il quale il terreno si comporta in maniera indifferente.

La verifica allo SLU delle sezioni di larghezza di 1 m viene effettuata per il momento massimo e risulta:



Seguono le mappe cromatiche dei momenti con colorazione limitata al momento resistente esplicato dall'armatura $\phi 16/200$.

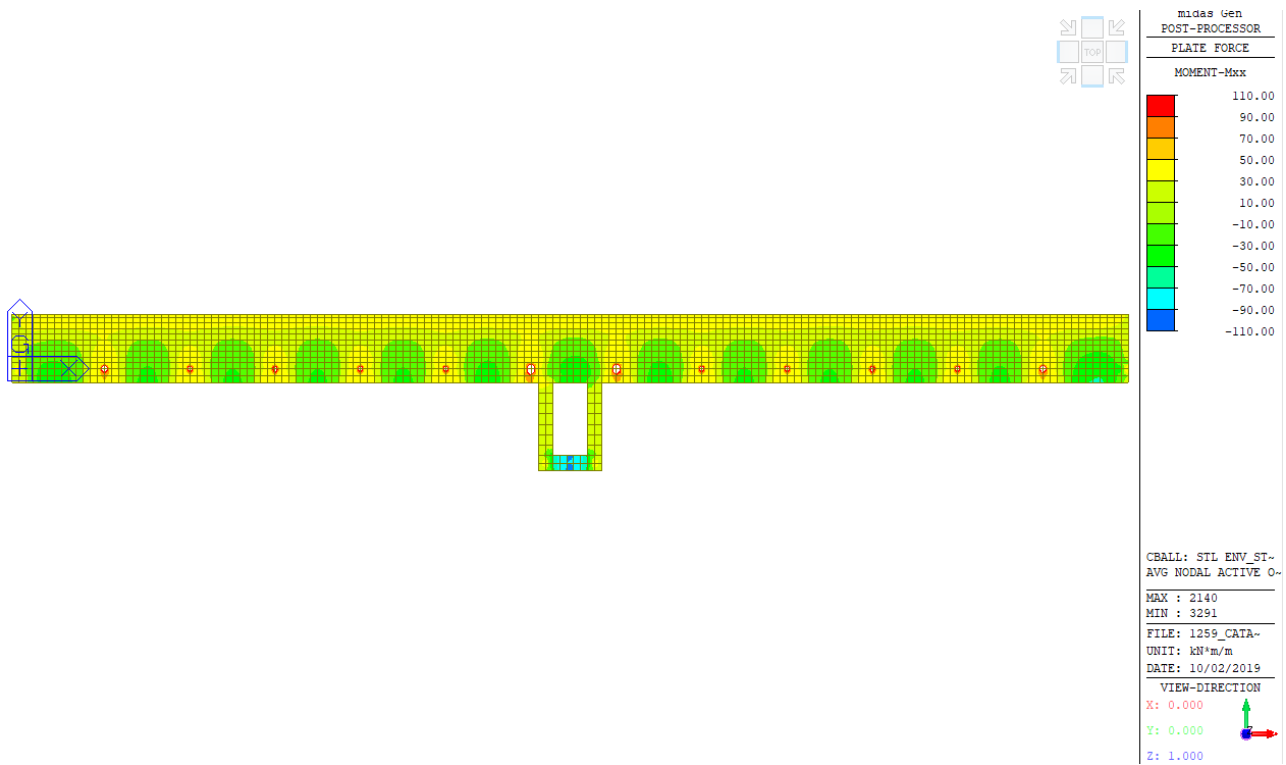


Figura 31- Inviluppo dei momenti M_{xx} limitato alle zone coperte da armatura $\phi 16/200$

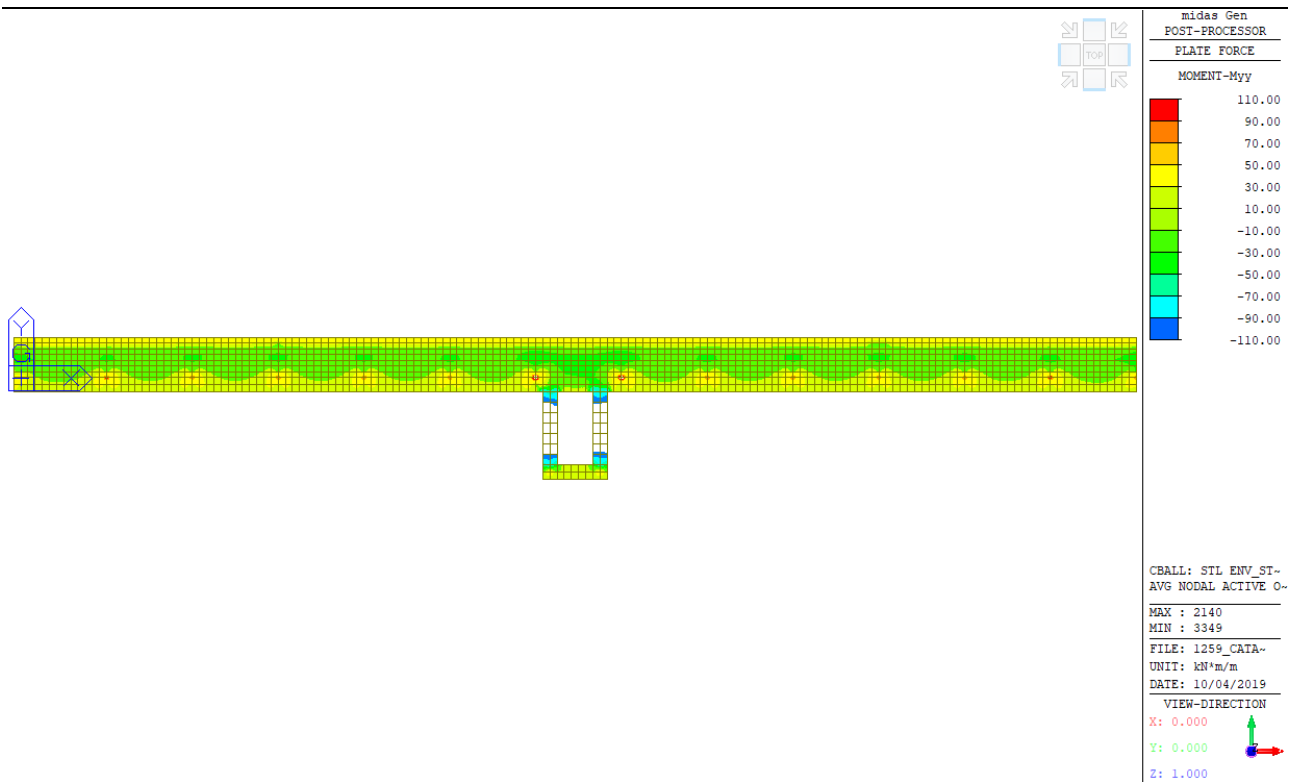
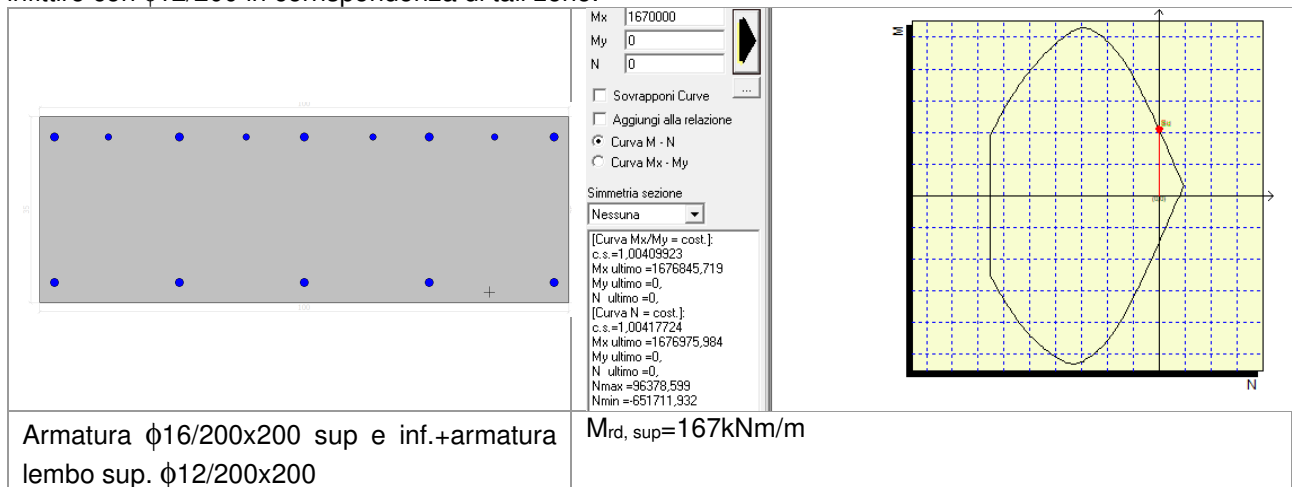
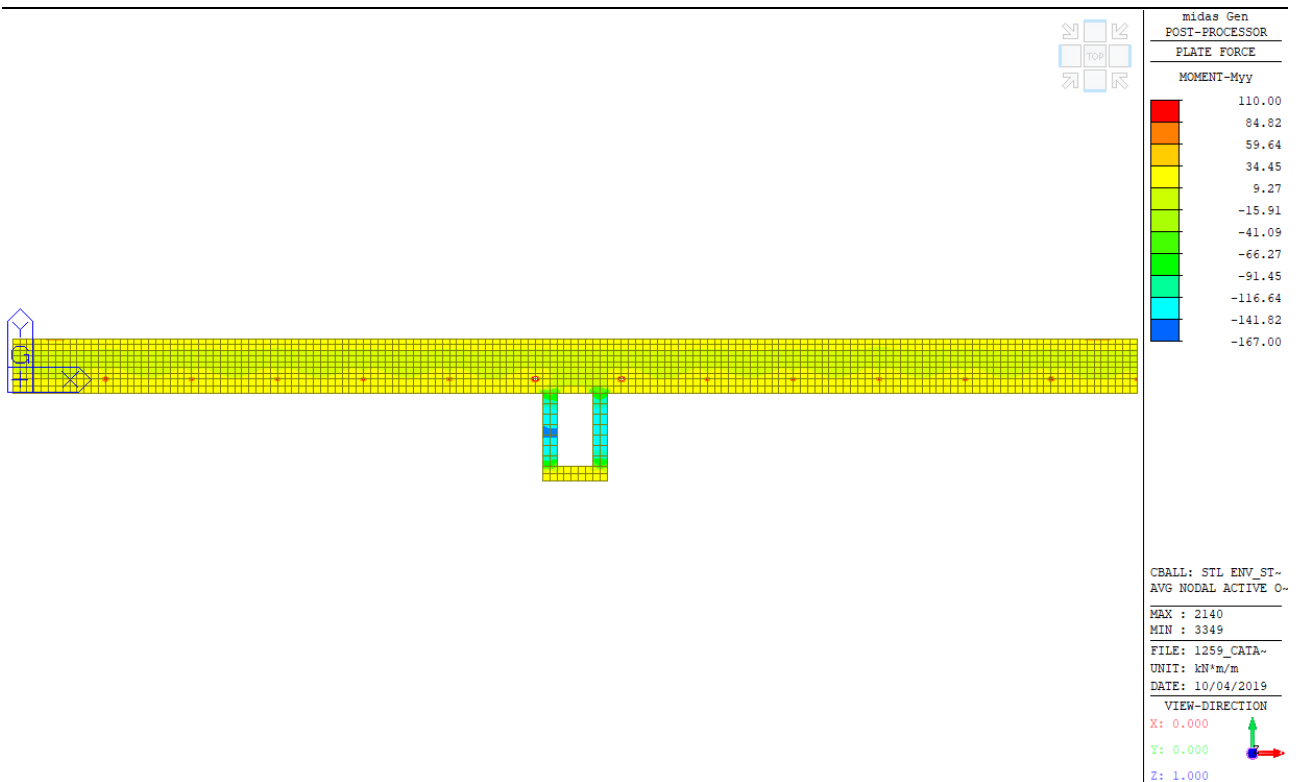


Figura 32- Involuppo dei momenti M_{yy} limitato alle zone coperte da armatura $\phi 16/200$

Dove la mappa cromatica è di colore bianco il momento sollecitante è maggiore del momento resistente. Serve infittire con $\phi 12/200$ in corrispondenza di tali zone.



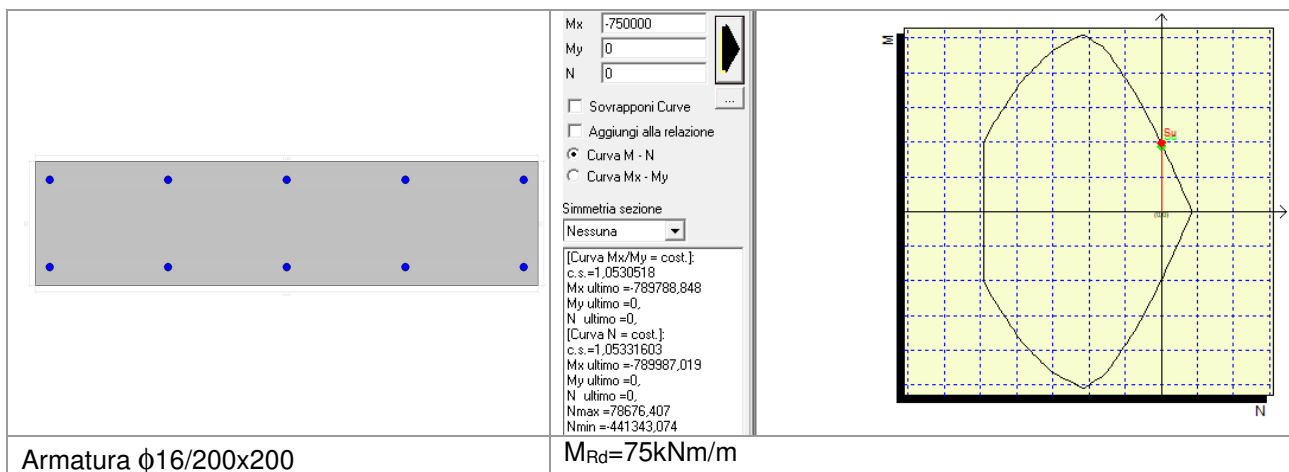
Segue la mappa cromatica con colorazione dei momenti resistenti con armatura infittita nella sola direzione non verificata.



6.7.4.2 SOLETTA DI COPERTURA $s_p=25$ cm

La soletta di copertura ha uno spessore di 250 mm ed è armata con $\phi 16/200$ su entrambe le facce e in entrambe le direzioni. Dove necessario è aggiunta armatura di infittimento $\phi 20/200$.

La verifica allo SLU delle sezioni di larghezza di 1 m viene effettuata per il momento massimo e risulta:



Seguono le mappe cromatiche dei momenti con colorazione limitata al momento resistente esplicito dall'armatura $\phi 16/200$.

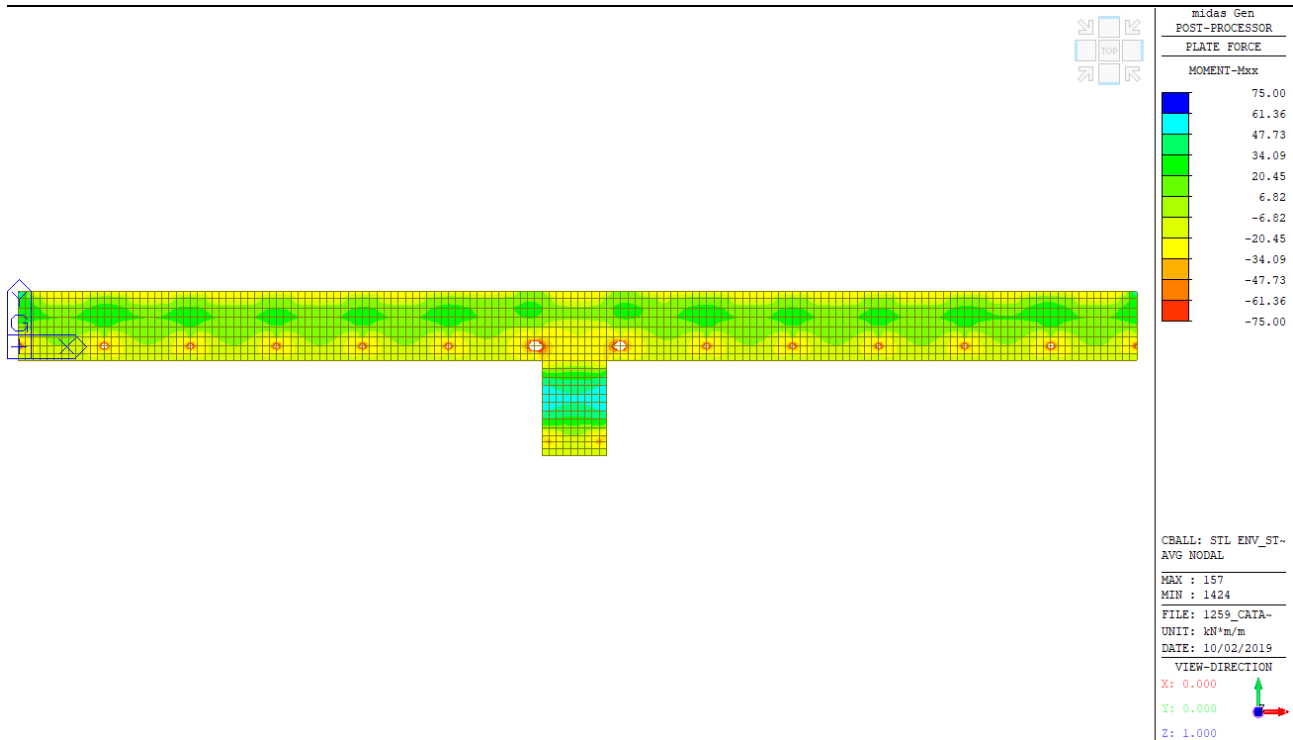


Figura 33- Inviluppo dei momenti M_{xx} limitato alle zone coperte da armatura $\phi 16/200$

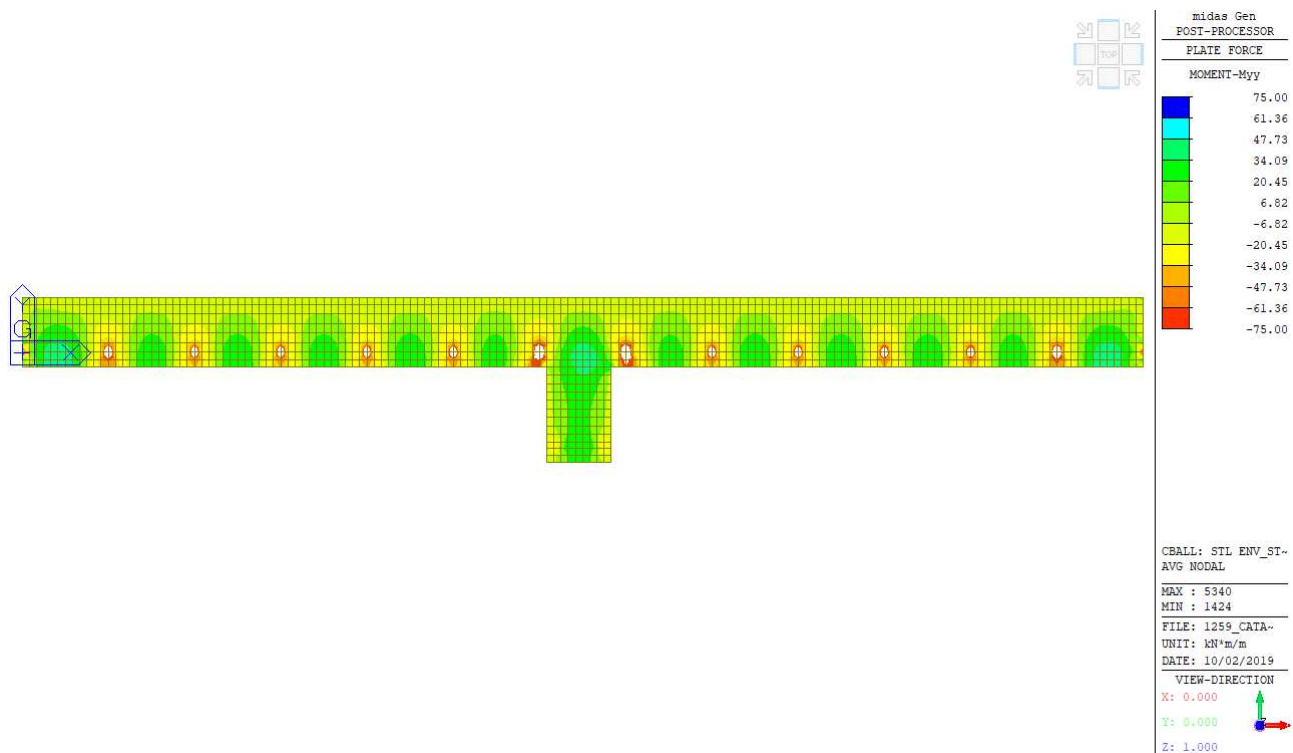
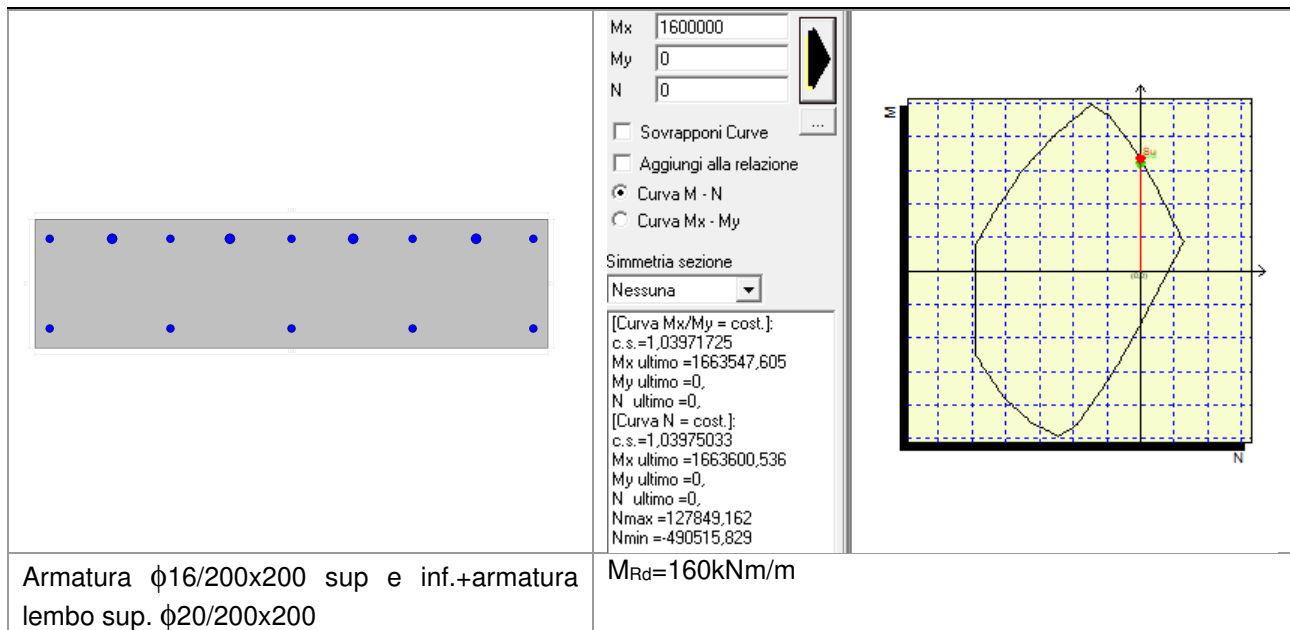
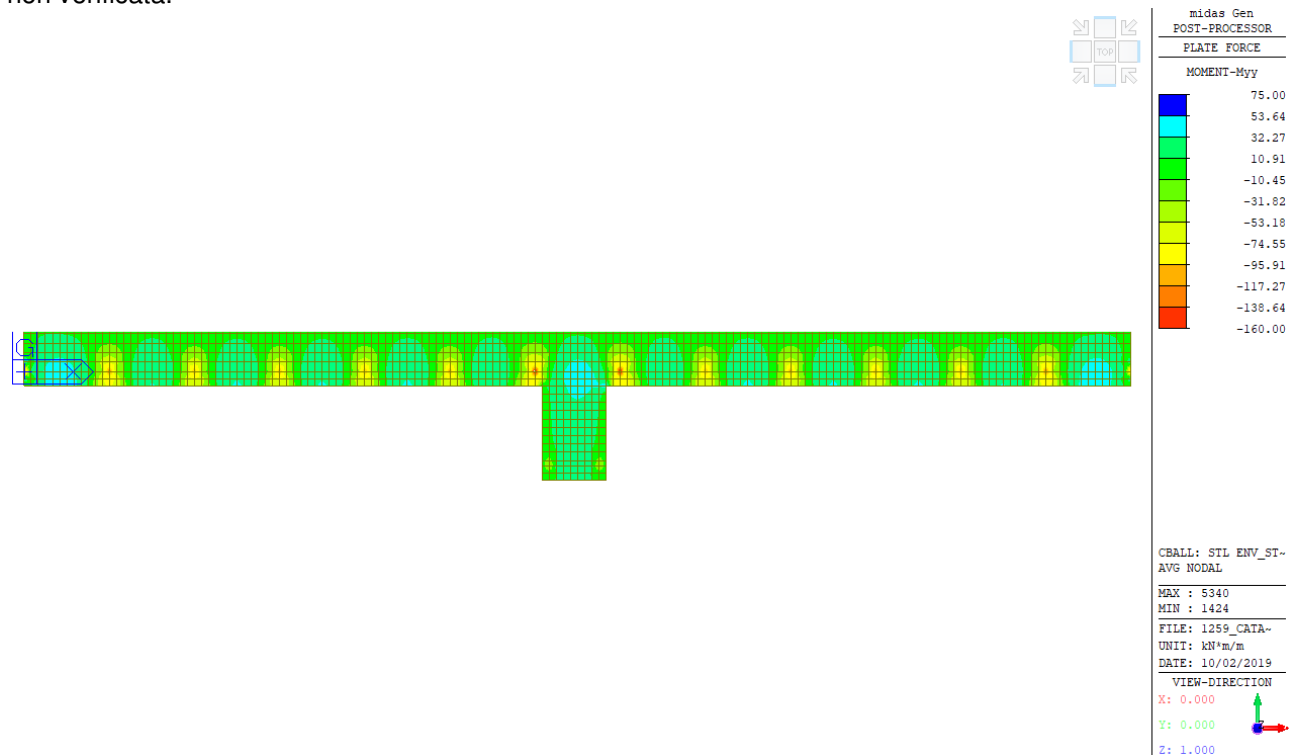


Figura 34- Inviluppo dei momenti M_{yy} limitato alle zone coperte da armatura $\phi 16/200$

Dove la mappa cromatica è di colore bianco il momento sollecitante è maggiore del momento resistente. Serve infittire con $\phi 20/200$ in corrispondenza di tali zone.

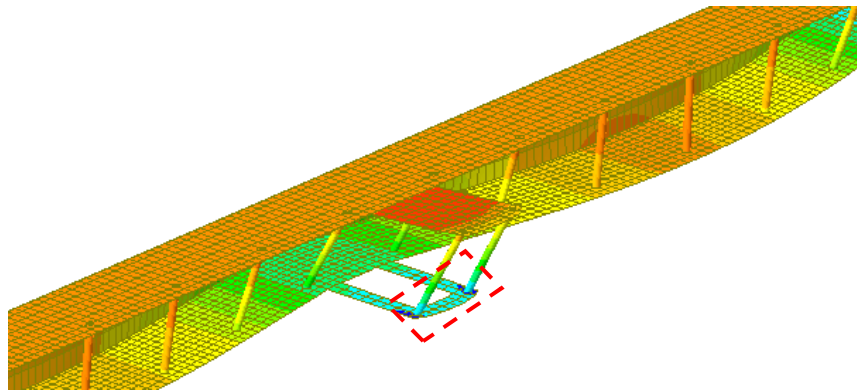


Segue la mappa cromatica con colorazione dei momenti resistenti con armatura infittita nella sola direzione non verificata.



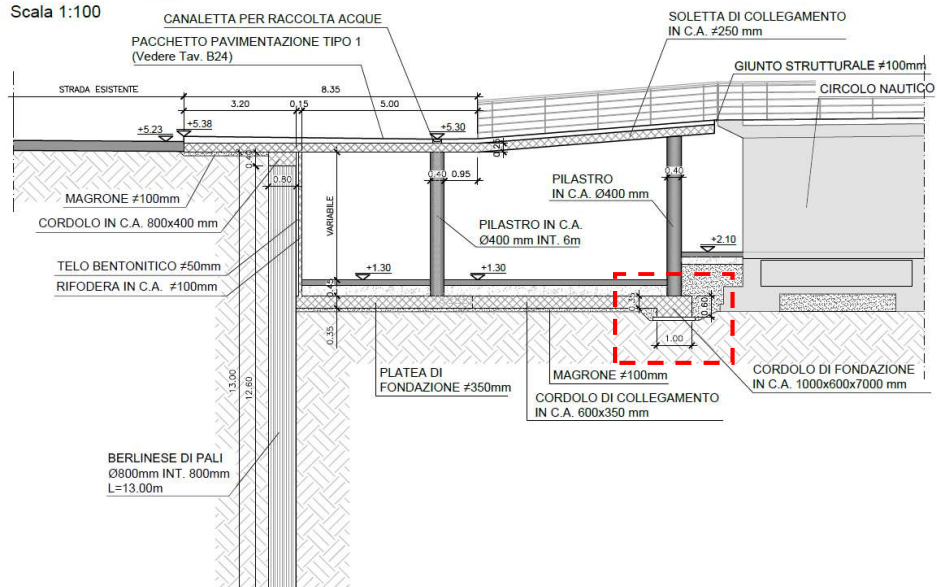
6.7.5 CAPACITA' PORTANTE TRAVE ROVESCIA

Si riportano le verifiche a capacità portante per la trave di fondazione sostenente i pilastri della soletta di collegamento tra belvedere e circolo nautico.



SEZIONE A'-A'

Scala 1:100



I carichi al piede del pilastro sono riportati nella seguente tabella:

	SLE	SLU	SLV
N [kN]	-142	-196	-131
M [kNm]	19	33	9

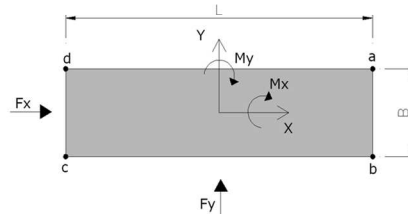
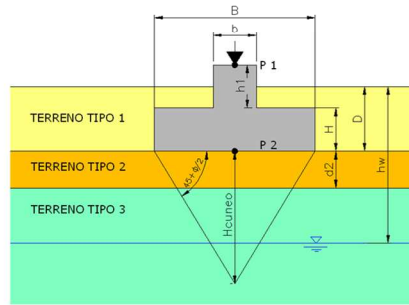
Ultimo aggiornamento 29/07/2019

VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI

PROGETTO Porto Catanzaro
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1259
DATA 04/10/2019
DESCRIZIONE Trave di fondazione

GEOMETRIA FONDAZIONE

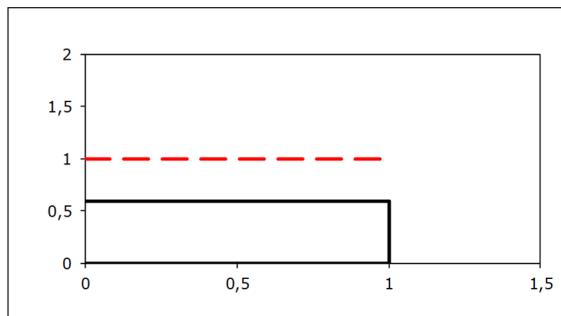
TIPO DI FONDAZIONE :	<input type="text" value="2"/>	T
(1) Plinto / Platea		
(2) Trave		
L (lato maggiore fondazione)	<input type="text" value="3,5"/>	m
B (lato minore fondazione)	<input type="text" value="1"/>	m
H (altezza fondazione)	<input type="text" value="0,6"/>	m
l (lato maggiore dado)	<input type="text" value="0"/>	m
b (lato minore dado)	<input type="text" value="0"/>	m
h1 (altezza dado)	<input type="text" value="0"/>	m
D (altezza terreno stabilizzante)	<input type="text" value="1"/>	m
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	<input type="text" value="25"/>	kN/mc
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	<input type="text" value="19"/>	kN/mc
α (angolo inclinazione fondazione>0)	<input type="text" value="0"/>	°
β (angolo inclinazione pendio>0)	<input type="text" value="0"/>	°
a_g/g (accelerazione sismica orizz.)	<input type="text" value="0,247"/>	
S (coeff. stratigrafico)	<input type="text" value="1,34"/>	
Punto Applicazione forze esterne	<input type="text" value="1"/>	
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1		
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2		
Braccio Forze esterne	<input type="text" value="0,6"/>	m
Volume cls fondazione	<input type="text" value="2"/>	mc
Volume terreno sopra fondazione	<input type="text" value="1"/>	mc
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	<input type="text" value="53"/>	kN
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	<input type="text" value="27"/>	kN
P.P.1 + P.P.2	<input type="text" value="79"/>	kN



PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO

QUOTA FALDA DA P.C.	<input type="text" value="1,3"/>	m
hw (quota falda da p.c. >0)		
TERRENO TIPO 1		
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	<input type="text" value="19"/>	kN/mc
TERRENO TIPO 2		
d_z (spessore strato)	<input type="text" value="10"/>	m
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	<input type="text" value="35"/>	°
c'_{k2} (coesione efficace)	<input type="text" value="0"/>	kPa
Cu_{k2} (coesione non drenata)	<input type="text" value="0"/>	kPa
γ_{k2} (peso specifico naturale)	<input type="text" value="19"/>	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	<input type="text" value="16923"/>	kPa
TERRENO TIPO 3		
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	<input type="text" value="35"/>	°
c'_{k3} (coesione efficace)	<input type="text" value="0"/>	kPa
Cu_{k3} (coesione non drenata)	<input type="text" value="0"/>	kPa
γ_{k3} (peso specifico naturale)	<input type="text" value="19"/>	kN/mc
G (modulo di elasticità trasversale)	<input type="text" value="16923"/>	kPa

SEZIONE FONDAZIONE



TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA

H _{cuneo}	<input type="text" value="1,0"/>	m
$\phi'_{k,eq}$	<input type="text" value="35"/>	°
c'_{k,eq}	<input type="text" value="0"/>	kPa
Cu_{k,eq}	<input type="text" value="0"/>	kPa
$\gamma_{k,eq}$	<input type="text" value="19"/>	kN/mc
G	<input type="text" value="16923"/>	kPa

TIPO DI VERIFICA

TIPO DI VERIFICA	<input type="text" value="1"/>	⇒
(1) Drenata	DRENATA	
(2) Non Drenata		
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	<input type="text" value="2"/>	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1975)		
(4) Spangler - Handy (1982)		
FATTORI CORRETTIVI	<input type="text" value="2"/>	
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN	
(2) Brinch - Hansen (1970)		
(3) Vesic (1970)		
VERIFICA IN DIREZIONE	<input type="text" value="1"/>	
(1) Y (Momento M _{xx} e forza F _y // B)	B	
(2) X (Momento M _{yy} e forza F _x // L)		

VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE

$\phi'_{k,eq}$	<input type="text" value="35"/>	°
c'_{k,eq}	<input type="text" value="0,3"/>	kPa
Cu_{k,eq}	<input type="text" value="0"/>	kPa
D · γ	<input type="text" value="19"/>	kPa
γ	<input type="text" value="12,1"/>	kN/mc
		contributo peso stabilizzante
		contributo forze di attrito

RIEPILOGO VERIFICHE:

(1) D.M. 17/01/2018			
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica
(1) SLE - RARA	451	96	SI
(4) A1+M1+R3	581	142	SI

N.B. Nelle verifiche non drenate utilizzare i coeff. di Brinch - Hansen

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Porto Catanzaro
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1259
DATA 04/10/2019
DESCRIZIONE Trave di fondazione
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (1) SLE - RARA **OK**

(1) SLE - RARA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008 D.M.17/01/2018	X	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 17/01/2018 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)				(2) A1+M1+R1 (3) A2+M2+R2 (4) A1+M1+R3 (5) SISMA	Approccio 1 comb. 1 D.M.14/01/2008 Approccio 1 comb. 2 D.M.14/01/2008 Approccio 2 D.M.17/01/2018 e D.M.14/01/2008
COMBINAZIONE	1	EC7	-	(11) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
				(12) A2+M2+R1	Approccio 1 comb. 2
				(13) A1+M1+R2	Approccio 2
				(14) A1+M2+R3	Approccio 3
				(15) SISMA	

Tipo di carico	D.M.17/01/2018					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)		
	SLE	A1	A2		SISMA	A1	A2	SISMA
Pesi propri	1	1,3	1		1	1,35	1	1
Permanenti strutturali	1	1,3	1		1	1,35	1	1
Permanenti non strutturali	1	1,5	1,3		1	1,35	1	1
Variabili	1	1,5	1,3		1	1,5	1,3	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	3	1	1,8	2,3	2,3	1	1,4	1	1
Scorrimento	1,5	1	1,1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k)	[kN]	79
p.p.fond. + p.p.ter. (d)	[kN]	79
N _d	[kN]	142
F _{yd}	[kN]	0
M _{xd}	[kNm]	19
F _{xd}	[kN]	0
M _{yd}	[kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	221
F _{y tot}	[kN]	0
M _{x tot}	[kNm]	19
F _{x tot}	[kN]	0
M _{y tot}	[kNm]	0
ex = M _x / N _{tot} (lungo lato B)		0,09
REAGENTE		0,17
ey = M _y / N _{tot} (lungo lato L)		0,00
REAGENTE		0,58

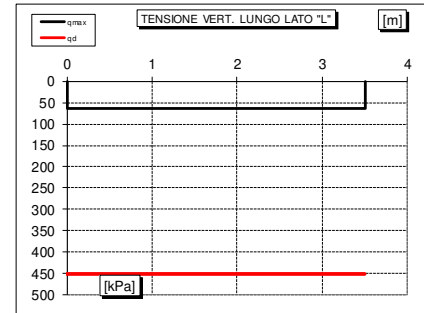
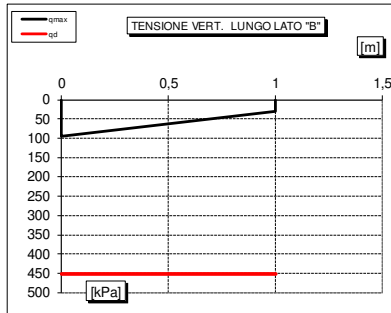
CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	142
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	19
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		
φ _{k,eq} (angolo di attrito)	[°]	35
c' _{k,eq} (coesione apparente)	[kPa]	0
C _{u,k,eq} (coesione non drenata)	[kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		
φ _d (angolo di attrito)	[°]	35
c' _d (coesione apparente)	[kPa]	0
C _{u,d} (coesione non drenata)	[kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE		
Nc PRANDTL (1921)		46,18
Nq PRANDTL (1921)		33,36
N _γ		34,01

TIPO DI FONDAZIONE	2	T
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N _y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	2	NO
PUNZONAMENTO		
Ir (indice di rigidezza)	1298	⇒ Fattori di punzonamento = 1
Icr (indice critico)	222	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{c,c} i d b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i d b g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,\gamma} i d b g_{\gamma} z_{\gamma} \Psi_{\gamma}$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	S _c	1,00	S _q	1,17	S _γ	0,91
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I _c	1,00	I _q	1,00	I _γ	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D _c	1,40	D _q	1,60	D _γ	1,00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	B _c	1,00	B _q	1,00	B _γ	1,00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	G _c	1,00	G _q	1,00	G _γ	1,00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Z _c	1,00	Z _q	1,00	Z _γ	1,00
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψ _c	1,00	Ψ _q	1,00	Ψ _γ	1,00

(A) Componente per coesione - N _c [kPa]	19	q_{ult} (A+B+C)	1.354 kPa
(B) Componente per sovracc. - N _q [kPa]	1.180	q_d (q_{ult}/FS)	451 kPa
(C) Componente per attrito - N _γ [kPa]	155	Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	3.925 kN
		Q_d (Q_{ult}/FS)	1.308 kN

q_d (q_{ult}/FS)	=	451 kPa	>	q_{max} = 96 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	=	30 kPa	>	τ_{max} = 0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

La verifica agli SLE risulta soddisfatta in quanto la capacità portante risulta pari a 451 kPa > 96 kPa agenti

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Porto Catanzaro
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1259
DATA 04/10/2019
DESCRIZIONE Trave di fondazione
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (4) A1+M1+R3 **OK**

(4) A1+M1+R3

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO **1**
(1) D.M. 17/01/2018
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)

COMBINAZIONE **4**

D.M.14/01/2008
D.M.17/01/2018

EC7

- . (1) SLE - RARA Metodo TA D.M.11/03/1988
- . (2) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1 D.M.14/01/2008
- . (3) A2+M2+R2 Approccio 1 comb. 2 D.M.14/01/2008
- . (4) A1+M1+R3 Approccio 2 D.M.17/01/2018 e D.M.14/01/2008
- . (5) SISMA
- . (11) A1+M1+R1 Approccio 1 comb. 1
- . (12) A2+M2+R1 Approccio 1 comb. 2
- . (13) A1+M1+R2 Approccio 2
- . (14) A1+M2+R3 Approccio 3
- . (15) SISMA

Tipo di carico	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1,3	1,3	1	1	1,35	1	1	1
Permanenti strutturali	1,3	1,3	1	1	1,35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1,5	1,5	1,3	1	1,35	1	1	1
Variabili	1,5	1,5	1,3	1	1,5	1,3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2,3	3	1,8	2,3	2,3	1	1,4	1	1
Scorrimento	1,1	1,5	1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN]	79
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN]	103
N _d [kN]	196
Fy _d [kN]	0
Mx _d [kNm]	33
Fx _d [kN]	0
My _d [kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

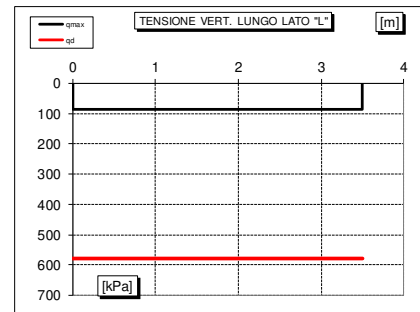
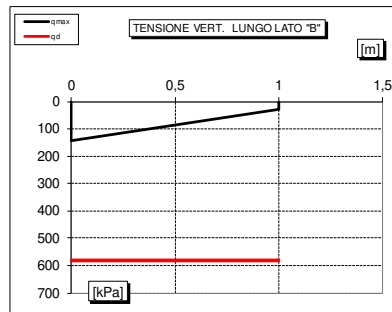
N _{tot} [kN]	299
Fy _{tot} [kN]	0
Mx _{tot} [kNm]	33
Fx _{tot} [kN]	0
My _{tot} [kNm]	0
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)	0,11
REAGENTE ey = My / N _{tot} (lungo lato L)	0,17
REAGENTE ey = My / N _{tot} (lungo lato L)	0,00
REAGENTE	0,58

CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

	Gd + Qd
N [kN]	196
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	33
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI	
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0
Cu _{k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO	
φ _d (angolo di attrito) [°]	35
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0
Cu _d (coesione non drenata) [kPa]	0

FATTORI CAPACITA' PORTANTE	
Nc PRANDTL (1921)	46,18
Nq PRANDTL (1921)	33,36
Nγ	34,01

TIPO DI FONDAZIONE 2 T
TIPO DI VERIFICA 1 DRENATA
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 1 B
FATTORI SISMICI 2 NO
PUNZONAMENTO
Ir (indice di rigidezza) 1298 ⇒ Fattori di punzonamento = 1
Icr (indice critico) 222
FORMULA GENERALE:
$$q_{ult} = c N_{c,s,i,d} b_g z_c \Psi_c + q N_{q,s,i,d} b_g z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,s,i,d} b_g z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI	
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN ⇒ Sc 1,00 Sq 1,16 Sy 0,91
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN ⇒ Ic 1,00 Iq 1,00 Iy 1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN ⇒ Dc 1,40 Dq 1,60 Dy 1,00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN ⇒ Bc 1,00 Bq 1,00 By 1,00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN ⇒ Gc 1,00 Gq 1,00 Gy 1,00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER ⇒ Zc 1,00 Zq 1,00 Zy 1,00
Fattori di punzonamento	VESIC ⇒ Ψc 1,00 Ψq 1,00 Ψy 1,00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	19	q _{ult} (A+B+C)	1.336 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	1.170	q _d (q _{ult} /FS)	581 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	146	Q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	3.643 kN
		Q _d (q _{ult} /FS)	1.584 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 581 kPa > q_{max} = 142 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 54 kPa > τ_{max} = 0 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

La verifica agli SLU risulta soddisfatta in quanto la capacità portante risulta pari a 581 kPa > 142 kPa agenti

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE (D.M. 17/01/2018)

PROGETTO Porto Catanzaro
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1259
DATA 04/10/2019
DESCRIZIONE Trave di fondazione
NORMATIVA (1) D.M. 17/01/2018
COMBINAZIONE (5) SISMA **OK**

(5) SISMA

COMBINAZIONI E CARICHI DI PROGETTO

NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1	D.M.14/01/2008	-	(1) SLE - RARA	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 17/01/2018				(2) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1 D.M.14/01/2008
(2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)				(3) A2+M2+R2	Approccio 1 comb. 2 D.M.14/01/2008
				(4) A1+M1+R3	Approccio 2 D.M.17/01/2018 e D.M.14/01/2008
			X	(5) SISMA	
COMBINAZIONE	5	EC7	-	(11) A1+M1+R1	Approccio 1 comb. 1
				(12) A2+M2+R1	Approccio 1 comb. 2
				(13) A1+M1+R2	Approccio 2
				(14) A1+M2+R3	Approccio 3
				(15) SISMA	

Tipo di carico	D.M.14/01/2008				EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA	A1	A2	SISMA	SISMA
Pesi propri	1	1,3	1	1	1,35	1	1	1
Permanenti strutturali	1	1,3	1	1	1,35	1	1	1
Permanenti non strutturali	1	1,5	1,3	1	1,35	1	1	1
Variabili	1	1,5	1,3	1	1,5	1,3	1	1

Parametri terreno	SLE	M1	M2	SISMA	M1	M2	SISMA
tan φ (angolo di attrito)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
c' (coesione apparente)	1	1	1,25	1	1	1,25	1,25
Cu (resistenza non drenata)	1	1	1,4	1	1	1,4	1,4

Resistenze	SLE	R1	R2	R3	SISMA	R1	R2	R3	SISMA
Capacità portante	2,3	3	1	1,8	2,3	1	1,4	1	1
Scorimento	1,1	1,5	1	1,1	1,1	1	1,1	1	1

CARICHI DI PROGETTO

INSERIMENTO CARICHI **2**
(1) CARICHI CARATTERISTICI
(2) CARICHI COMBINATI DI PROGETTO

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

p.p.fond. + p.p.ter. (k) [kN]	79
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN]	79
N _d [kN]	131
Fy _d [kN]	0
Mx _d [kNm]	9
Fx _d [kN]	0
My _d [kNm]	0

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot} [kN]	210
Fy _{tot} [kN]	0
Mx _{tot} [kNm]	9
Fx _{tot} [kN]	0
My _{tot} [kNm]	0
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)	0,04
REAGENTE	0,17
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)	0,00
REAGENTE	0,58

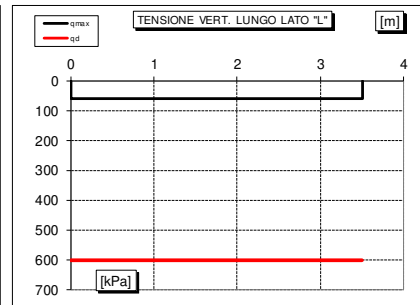
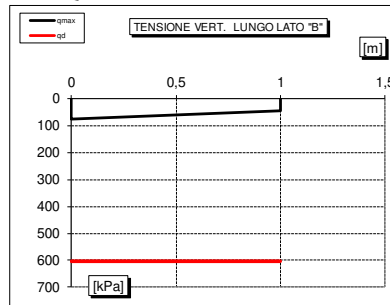
CARICHI CARATTERISTICI

	Gk	Qk
N [kN]	0	0
Fy [kN]	0	0
Mx [kNm]	0	0
Fx [kNm]	0	0
My [kNm]	0	0

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	131
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	9
Fx [kNm]	0
My [kNm]	0



VERIFICA DI CAPACITA' PORTANTE

PARAMETRI DI RESISTENZA CARATTERISTICI		
φ _{k,eq} (angolo di attrito) [°]	35	
c' _{k,eq} (coesione apparente) [kPa]	0	
Cu _{k,eq} (coesione non drenata) [kPa]	0	

PARAMETRI DI RESISTENZA DI PROGETTO		
φ _d (angolo di attrito) [°]	35	
c' _d (coesione apparente) [kPa]	0	
Cu _d (coesione non drenata) [kPa]	0	

FATTORI CAPACITA' PORTANTE		
Nc PRANDTL (1921)	46,18	
Nq PRANDTL (1921)	33,36	
Nγ	34,01	

TIPO DI FONDAZIONE	2	T
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
TIPO DI FONDAZIONE	2	BRINCH - HANSEN
TIPO DI FONDAZIONE	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	1	B
FATTORI SISMICI	2	NO
PUNZONAMENTO		
Ir (indice di rigidezza)	1298	⇒ Fattori di punzonamento = 1
Icr (indice critico)	222	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{c,c} i_d c_c s_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i_d q_c s_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,\gamma} i_d b \gamma s_\gamma z_\gamma \Psi_\gamma$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	S _c	1,00	S _q	1,18	S _γ	0,90
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I _c	1,00	I _q	1,00	I _γ	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D _c	1,40	D _q	1,60	D _γ	1,00
Fattori inclinazione fondazione	BRINCH - HANSEN	⇒	B _c	1,00	B _q	1,00	B _γ	1,00
Fattori inclinazione p.c.	BRINCH - HANSEN	⇒	G _c	1,00	G _q	1,00	G _γ	1,00
Fattori sismici	PAOLUCCI E PECKER	⇒	Z _c	1,00	Z _q	1,00	Z _γ	1,00
Fattori di punzonamento	VESIC	⇒	Ψ _c	1,00	Ψ _q	1,00	Ψ _γ	1,00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	19	q_{ult} (A+B+C)	1.386 kPa
(B) Componente per sovracc. - Nq [kPa]	1.198	q_d (q_{ult}/FS)	602 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	169	Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	4.434 kN
		Q_d (Q_{ult}/FS)	1.928 kN

q_d (q_{ult}/FS)	=	602 kPa	>	q_{max} = 75 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	=	38 kPa	>	τ_{max} = 0 kPa	VERIFICA SCORIMENTO SODDISFATTA

La verifica risulta soddisfatta in quanto la capacità portante risulta pari a 602 kPa > 75 kPa agenti.