



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

B - OPERE PORTUALI
Relazione di calcolo

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
1	7/10/2019	1259_B01_1.doc	Riscontro lettera prot. no. 86962/19	R. Bullo	T. Tassi
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					

ELABORATO N.

B01

DATA: 22/07/2019	SCALA: -	FILE: 1259_B01_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 PER VASCHE - CASSONI	7
3.2	ACCIAIO PER ARMATURE	7
4	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	8
5	ANALISI DEI CARICHI	9
5.1	PESO PROPRIO	9
5.2	VENTO	12
5.3	SISMA.....	14
5.4	COMBINAZIONI DI CARICO	17
6	SOFTWARE DI CALCOLO	18
7	VERIFICHE DEI CASSONI	19
7.1	PREMESSA.....	19
7.2	PLATEA DI FONDAZIONE SP=0.3 M.....	19
7.3	SOLETTA DI BANCHINA.....	24
7.4	PARETE SP=30 CM	28
7.5	VERIFICA A SCORRIMENTO, RIBALTAMENTO E SOLLEVAMENTO.....	32
7.6	CAPACITA' PORTANTE	39
7.7	CEDIMENTI	48
8	VASCA INTERRATA PER ALLOGGIO SERBATOI	50
8.1	MATERIA.....	50
8.2	CARICHI.....	50
8.3	VERIFICHE STRUTTURALI	51
8.4	VERIFICA A SOLLEVAMENTO	56
9	VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO DELLE ZAVORRE IN C.A.	57
9.1	IMPIANTO BIOLOGICO/OSSIDAZIONE.....	57
9.2	VASCA DI ACCUMULO INTERRATO.....	58
9.3	SERBATOIO DI ACCUMULO	59
9.4	LOCALE INTERRATO GRUPPO DI PRESSURIZZAZIONE E IMPIANTO ASPIRAZIONE 60	
9.5	SERBATOIO DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE - 5000 LT	61
9.6	SERBATOIO DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE - 15000 LT	62
9.7	DISOLEATORE	63
9.8	STAZIONE DI SOLLEVAMENTO S1-S2-S3	65
10	MURO DI SOSTEGNO PERIMETRALE	66
10.1	TEORIA - NTC2018	66
10.2	DESCRIZIONE DELLA NORMATIVA SISMICA.....	68

10.3 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLE SPINTE	70
10.4 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLA PORTANZA	71
10.5 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEI MURI DI SOSTEGNO	73
10.6 ANALISI DEI CARICHI.....	73

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 PER VASCHE - CASSONI

	C35/45	
classe di resistenza		
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 _{ctm}	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

3.2 ACCIAIO PER ARMATURE

	B450C	
tipo		
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 ≤ (f _t / f _y) _k	≤ 1,35
rapporto (f _y / f _{y,nom}) _k	(f _y / f _{y,nom}) _k	≤ 1,25
allungamento (A _{gt}) _k	(A _{gt}) _k	≥ 7,50 %
resistenza di calcolo	f_{yd}	391.30 MPa
tensione per combinazione caratteristica (rara)	σ_{s,rara}	360.00 MPa

4 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 :

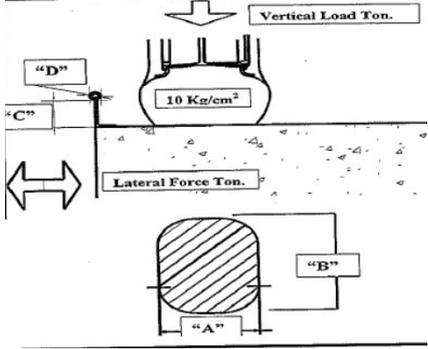
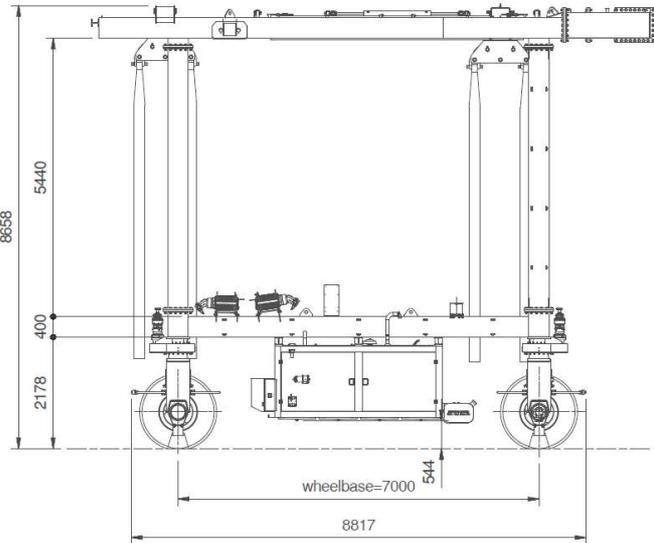
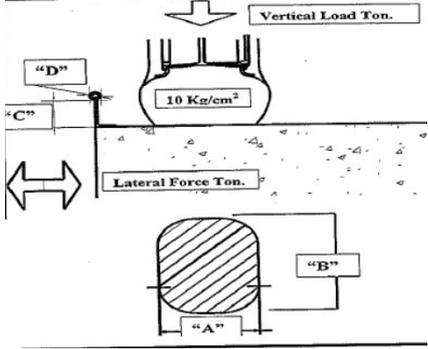
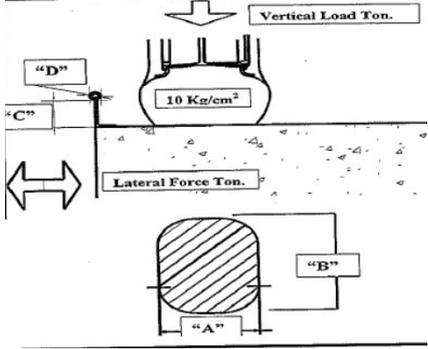
"Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale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

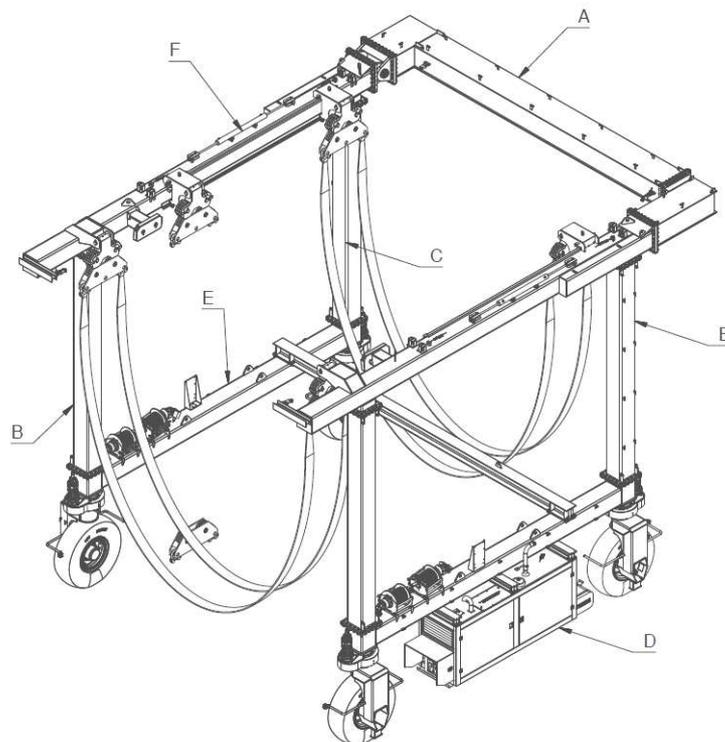
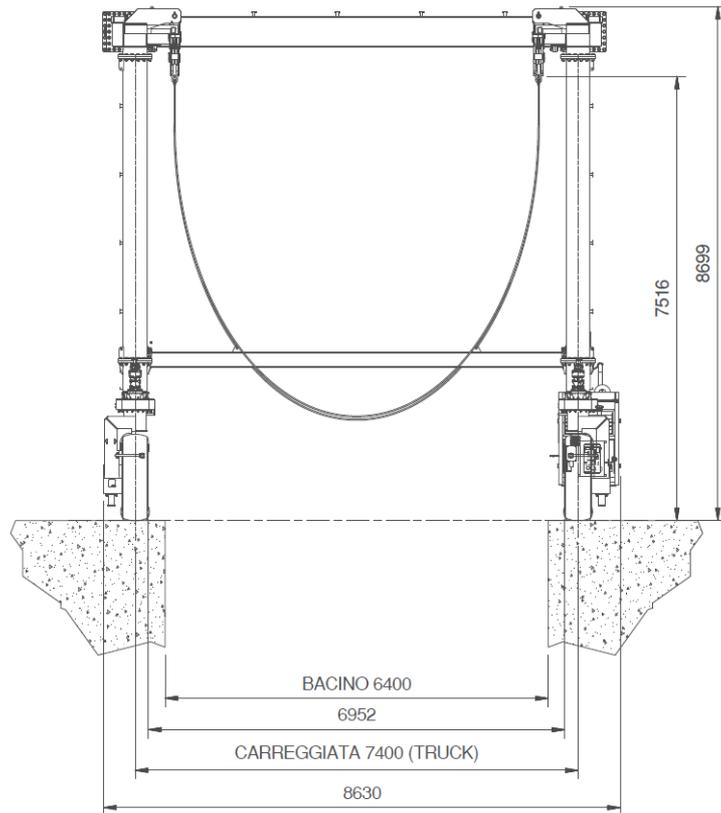
5 ANALISI DEI CARICHI

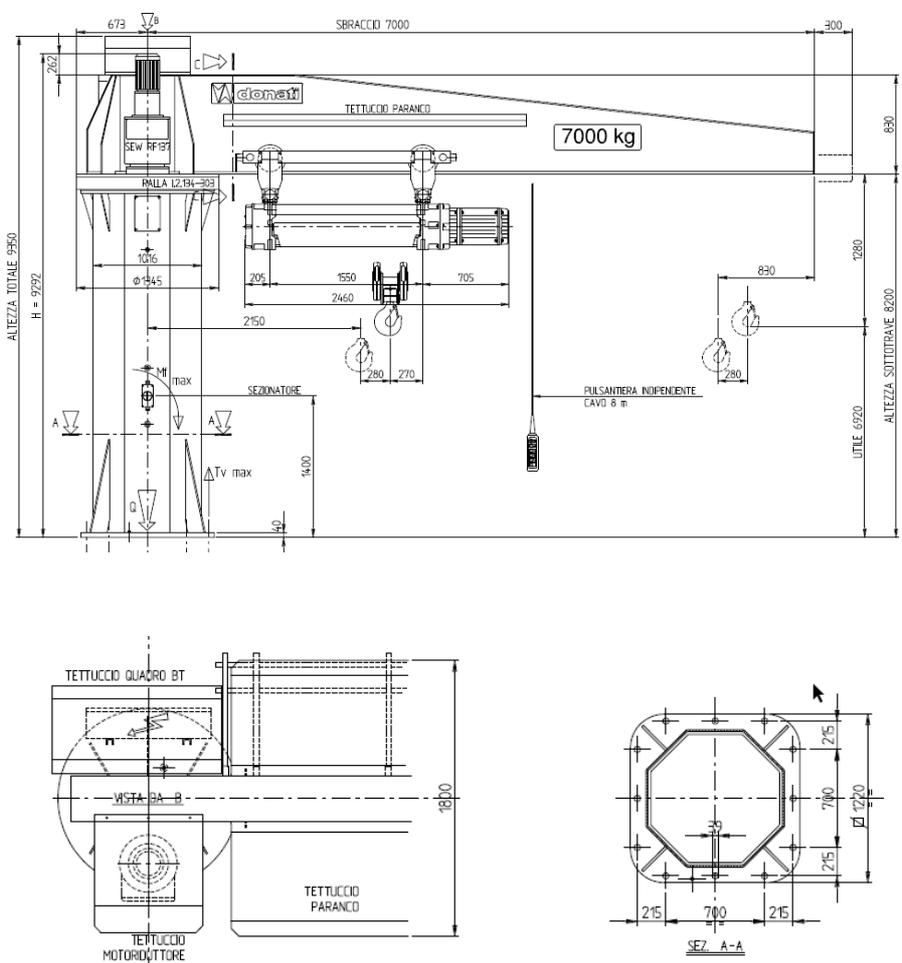
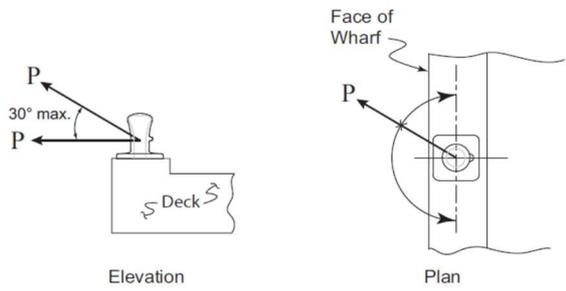
5.1 PESO PROPRIO

I sovraccarichi permanenti da peso proprio sono computati automaticamente dal software di calcolo in funzione delle dimensioni e delle densità dei materiali strutturali. Si considerano i seguenti pesi propri degli elementi strutturali:

Calcestruzzo	$\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$
Acciaio	$\gamma=78.5 \text{ kN/m}^3$
Peso di volume (riempimento cassoni)	$\gamma_s=19.0 \text{ kN/m}^3$

Azioni accidentali su banchina	<p>Stato limite di esercizio, combinazione rara (NTC'18):</p> <ul style="list-style-type: none"> - 20 kN/mq, agente su pavimentazione per le verifiche in condizione di esercizio della struttura. <p>Stato limite ultimo, combinazione A1 (NTC'18, §6): amplificazione del carico per il fattore γ_Q per le verifiche strutturali dell'opera.</p> <p>Condizioni sismiche: in condizioni sismiche si considera una riduzione del carico rispetto al valore di progetto (NTC'18, §2.5.3)</p>																				
Carichi da macchinari	<p>Travel lift - gru a cavalletto</p> <table border="1" data-bbox="523 936 1430 1442"> <tr> <td colspan="2">Parametri di progetto</td> </tr> <tr> <td>Peso totale gru (kN)</td> <td>151,19 kN</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Carichi e dimensioni ruota (kN)</td> </tr> <tr> <td colspan="2">  </td> </tr> <tr> <td>A=390 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>B=485 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>C=200 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td>D=ø60 mm</td> <td></td> </tr> <tr> <td colspan="2">Carichi Verticali: V=19.8 t per ruota</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Carichi laterali: H=1.98 t</td> </tr> </table> 	Parametri di progetto		Peso totale gru (kN)	151,19 kN	Carichi e dimensioni ruota (kN)				A=390 mm		B=485 mm		C=200 mm		D=ø60 mm		Carichi Verticali: V=19.8 t per ruota		Carichi laterali: H=1.98 t	
Parametri di progetto																					
Peso totale gru (kN)	151,19 kN																				
Carichi e dimensioni ruota (kN)																					
																					
A=390 mm																					
B=485 mm																					
C=200 mm																					
D=ø60 mm																					
Carichi Verticali: V=19.8 t per ruota																					
Carichi laterali: H=1.98 t																					



	<p>Gru a bandiera - Portata 7000 kg</p> <table border="1" data-bbox="518 224 1420 392"> <tr> <td colspan="2">Parametri di progetto</td> </tr> <tr> <td>Carico Massimo verticale</td> <td>Q=135 Kn</td> </tr> <tr> <td>Momento ribaltante massimo</td> <td>Mf= 685 kNm</td> </tr> <tr> <td>Tiro massimo su tirafondo M36</td> <td>Tv=183 kN</td> </tr> </table> 	Parametri di progetto		Carico Massimo verticale	Q=135 Kn	Momento ribaltante massimo	Mf= 685 kNm	Tiro massimo su tirafondo M36	Tv=183 kN
Parametri di progetto									
Carico Massimo verticale	Q=135 Kn								
Momento ribaltante massimo	Mf= 685 kNm								
Tiro massimo su tirafondo M36	Tv=183 kN								
<p>Carichi orizzontali di banchina</p>	<p>Carico delle bitte: P=200 kN I carichi da ormeggio sulla bitta sono applicati secondo la figura seguente:</p> 								
<p>Accosto alla banchina</p>	<p>Q=7.5 kN/m</p>								

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione, i carichi vengono assimilati alla categoria G per i carichi da banchina secondo la categoria del vento per le forze di ormeggio (tiro alla bitta e accosto alla banchina).

5.2 VENTO

La spinta del vento è calcolata in conformità alle indicazioni delle NTC18, come riportato nel seguito.

3.3 AZIONI DEL VENTO - NTC 2018

3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **3**
 $a_s = 0$ 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
 $k_s = 0.370$



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

$v_r = 27.00$ m/s

3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 3
 $a_s = 0$ m
 $z = 1$ m (altezza dell'edificio considerato)
 Distanza dalla costa: **0** km Struttura Off-shore
 Classe di rugosità: D: aree prive di ostacoli, mare, le

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 - Coefficiente di forma (o aerodinamico)

Tipologia di riferimento: Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

$c_p = + 0.80$ (elementi sopravento)
 $c_p = - 0.40$ (elementi sottovento)

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

$\alpha = 90$ °

$c_p = + 0.80$
 $c_p = - 0.40$

Pressione esterna:

elementi sopravento: $c_{pe} = + 0.80$
 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

$c_{pi} = + 0.00$
 $c'_{pi} = + 0.00$

3.3.4 - Pressione del vento

per n intervalli costanti

specifica quote manualmente

numero di punti

ampiezza dell'intervallo m

$q_r = 455.63 \text{ N/m}^2$

pressione cinetica di riferimento

$c_p = + 0.80$ (sopravento)

coefficiente di forma (o aerodinamico)

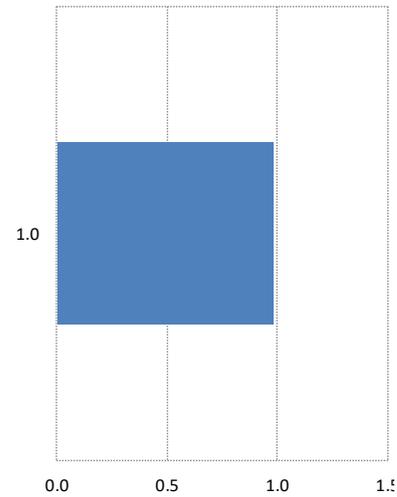
$c_p = - 0.40$ (sottovento)

coefficiente dinamico

$c_d = 1$

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]	P _{tot} (z) [N/m ²]	P _{tot} (z) [kN/m ²]
1.00	1.80	656.30	-328.15	984.44	0.984



5.3 SISMA

Il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale e verticale (k_h e k_v) è stato condotto secondo quanto riportato dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme tecniche sulle costruzioni".

In particolare i cassoni sono stati verificati allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) a cui è associata una probabilità di superamento P_{VR} pari al 10%, considerando una vita nominale dell'opera pari a 50 anni ed una classe d'uso III. I valori dell'accelerazione sismica a_g e dello spettro F_0 sono determinati utilizzando il programma "Spettri di risposta ver. 1.03" del C.S.LL.PP..

Nella tabella seguente è riportata la descrizione delle categorie del sottosuolo previste dal D.M. 17 Gennaio 2018.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,20}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 600 m/s (ovvero $N_{SP,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,20} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SP,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,20} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SP,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Per i cassoni è stata considerata una categoria del sottosuolo di tipo C. Applicando le espressioni riportate di seguito, è possibile calcolare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s .

Categoria sottosuolo	SS
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Come è possibile osservare nelle tabelle sottostanti, alle condizioni topografiche del sito corrisponde la categoria T1, per la quale è previsto un coefficiente di amplificazione $ST = 1$.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S _T
T1	-	1,00
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,20
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,20
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,40

Il valore dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito è esplicitabile mediante la seguente espressione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Pertanto, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono dati dalle seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

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

I valori del coefficiente β_m sono:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	b _m	b _m
0.2 < a _g (g) < 0.4	0.31	0.31
0.1 < a _g (g) < 0.2	0.29	0.24
a _g (g) ≤ 0.1	0.20	0.18

Nelle tabelle seguenti sono riportati sinteticamente tutti i parametri previsti nella sopracitata normativa utilizzati per le verifiche dei cassoni.

Sisma	SLV
V _N vita nominale	50
C _U classe d'uso	III
V _R periodo di riferimento per sisma	75
a _g accelerazione sismica	0.247g
F _O parametro spettro	2.430
categoria terreno	C
S _S categoria sottosuolo	1.340
S _T amplificazione topografica	1.00
a _{max} accelerazione orizzontale max	0.330g
β _m riduzione accelerazione max	0.31
k _h coefficiente sismico orizzontale	0.102
k _v coefficiente sismico verticale	0.051

5.3.1 Spinta idrodinamica indotta dal sisma

Sulle pareti esterne del muro di banchina insiste la seguente pressione dell'acqua dovuta ad effetti idrodinamici indotti dal sisma (Westergaard):

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

dove:

- k_h è il coefficienti di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M.17/01/18;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua marina;
- h è il tirante idrico;
- z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine sul l.m.m. .

La spinta è stata introdotta nel modello di calcolo come pressione localizzata sulle pareti secondo l'espressione precedente.

5.3.2 Forza di massa indotta dal sisma

Nella fase sismica, oltre alle forze esterne considerate, la normativa prevede che alle masse del muro di sostegno vengano applicate una forza orizzontale ed una verticale (orientata verso l'alto o verso il basso) date dalle seguenti relazioni:

- forza orizzontale: $F_H = k_h \times W$
- forza verticale: $F_V = \pm k_v \times W$

dove:

- W è il peso del singolo elemento della struttura;
- k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale previsti dal D.M. 17/01/18.

La spinta sismica del terreno di riempimento viene anch'essa calcolata come forza inerziale, in quanto la geometria del cassone è tale che non si avrà sulle pareti una deformazione sufficiente ad attivare il cuneo di spostamento del terreno interno. Si ha quindi:

- forza orizzontale: $F_H = k_h \times W_t$

con W_t = peso del terreno interno;

5.4 COMBINAZIONI DI CARICO

5.4.1 Stato Limite Ultima (SLU, SLV) e Stato Limite di Esercizio (SLE)

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

Per le azioni statiche:

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

Per le azioni sismiche:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Combinazione rara:

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

Combinazione frequente:

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

Combinazione quasi permanente:

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

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
A_k	valore caratteristico delle azioni eccezionali
E	azione sismica

$$\gamma_g = 1.30 \quad (1.0 \text{ se il suo contributo aumenta la sicurezza})$$

$$\gamma_p = 1.00$$

$$\gamma_q = 1.50 \quad \text{per accidentali, neve, vento}$$

Per sovraccarichi di banchina:

$$\psi_0 = 0.70$$

$$\psi_1 = 0.50$$

$$\psi_2 = 0.30$$

E' stato costruito il modello agli elementi finiti dei cassoni tipo. Le caratteristiche principali della modellazione sono:

- Platea di fondo elementi tipo "plate" a 3 e 4 nodi
- Pareti perimetrali elementi tipo "plate" a 3 e 4 nodi
- Banchina elementi tipo "plate" a 3 e 4 nodi

I vincoli esterni del modello per le analisi in sito sono un letto di molle verticali alla Winkler, di rigidità differenziata in funzione dei casi di carico, determinati dal rapporto pressione/cedimento calcolato dalle modellazioni geotecniche:

Carichi "statici"

$$K_{w,s} = 5 \text{ kg/cm}^3$$

Carichi "dinamici"

$$K_{w,d} = 500 \text{ kg/m}^3$$

I vincoli orizzontali sono posti uniformemente sul bordo della platea, applicando una molla di rigidità molto elevata (circa 500kg/m/m) al fine di simulare l'attrito che impedisce lo scorrimento. Si riportano nel seguito alcune immagini dei modelli di calcolo.

6 SOFTWARE DI CALCOLO

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

- Midas Gen 2019, prodotto da MIDAS Information Technology Co. Ltd, distribuito in Italia da CSP Fea, via Zuccherificio 5/d, Este (PD). Questo software è utilizzato per l'analisi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali e per le verifiche delle sezioni in acciaio e sezioni in calcestruzzo armato.
- Vca Slu versione 7.7, del prof. Piero Gelfi. Questo software con licenza freeware è utilizzato per la verifica allo SLU di sezioni rettangolari in calcestruzzo armato, normale e o precompresso.
- 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.

I software 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.

7 VERIFICHE DEI CASSONI

7.1 PREMESSA

Nelle pagine seguenti verranno riportate le verifiche suddivise per tipologia di parete e tipologia di armatura. Si svolgeranno verifiche a flessione e pressoflessione, se significativa, in combinazione di carico agli SLU e agli SLE (fessurazione e tensione), seguendo i metodi e le prescrizioni delle vigenti normative. Se significative, saranno effettuate anche le verifiche al taglio in SLU se significative.

7.2 PLATEA DI FONDAZIONE $sp=0.3\text{ m}$

Di seguito si riporta un'immagine che evidenzia la posizione dell'elemento in esame:

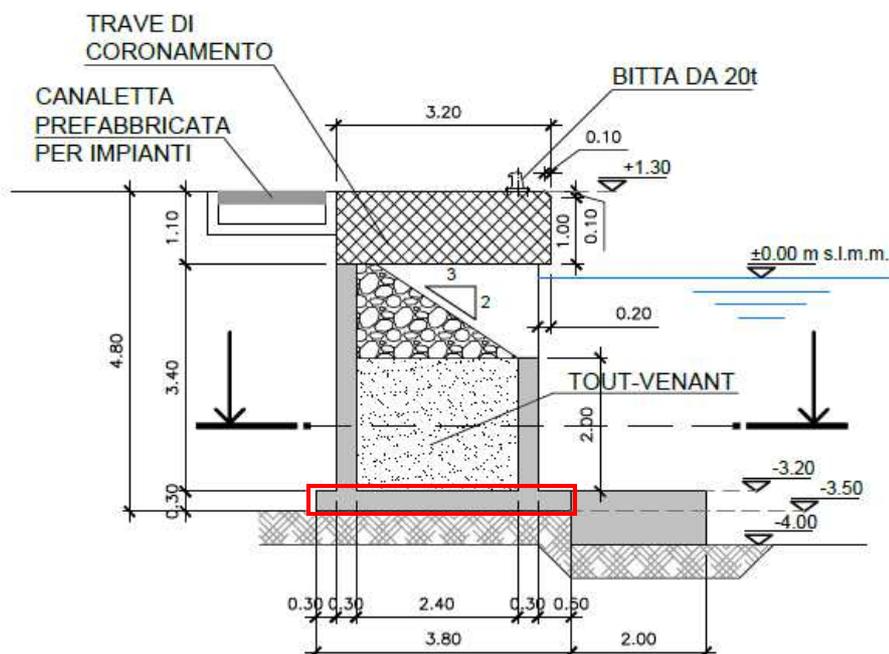


Figura 3. Sezione Cassone - individuazione della fondazione

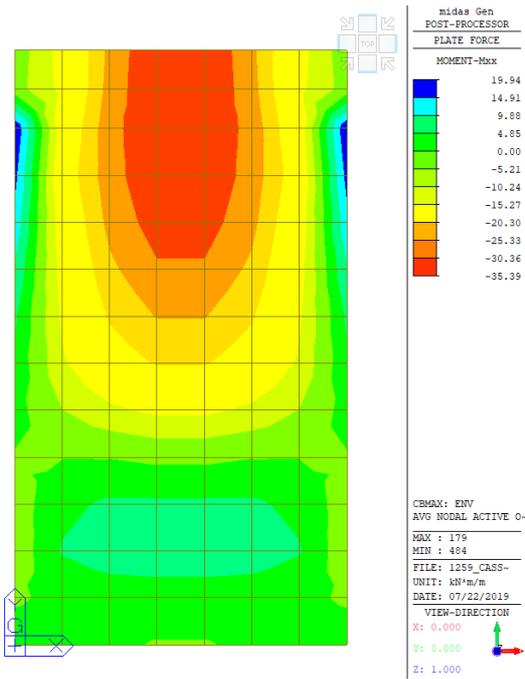
7.2.1 Analisi dei carichi

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

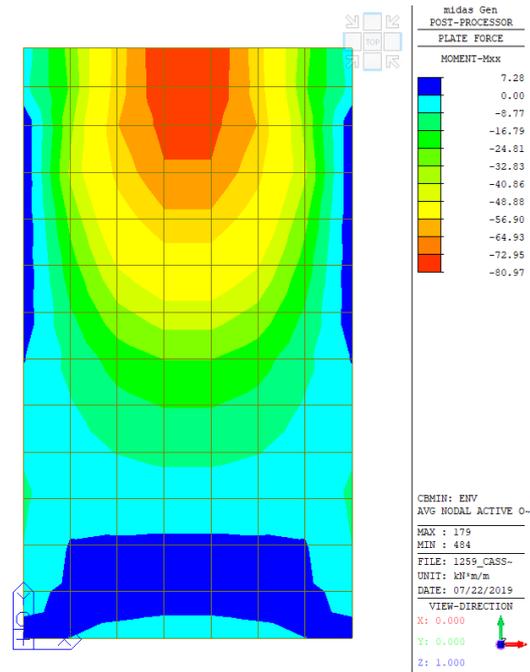
- Banchina $\rightarrow 20\text{ kN/m}^2$;
- Tiro alla bitta $\rightarrow 200\text{ kN}$;
- Accosto alla bitta $\rightarrow 7.5\text{ kN/m}$;
- Azioni sismiche.

7.2.2 Verifiche SLU+SLV

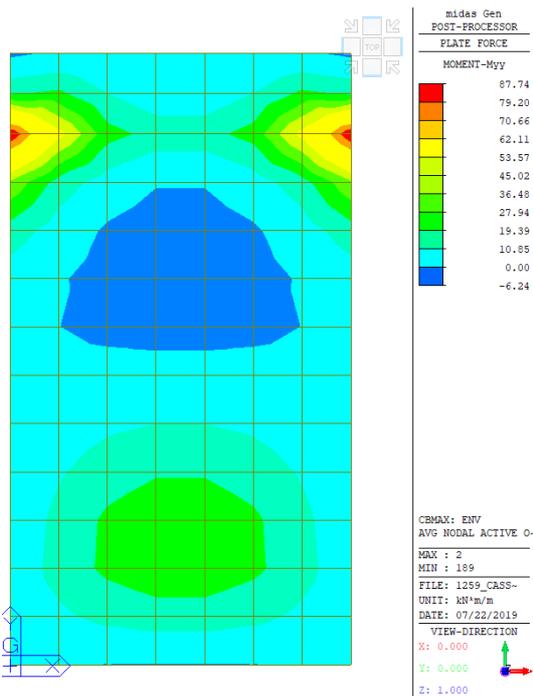
La soletta ha uno spessore di 300 mm, armata con $\phi 16/200$ su entrambe le facce e in entrambe le direzioni. Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni massime e minime nelle due direzioni principali:



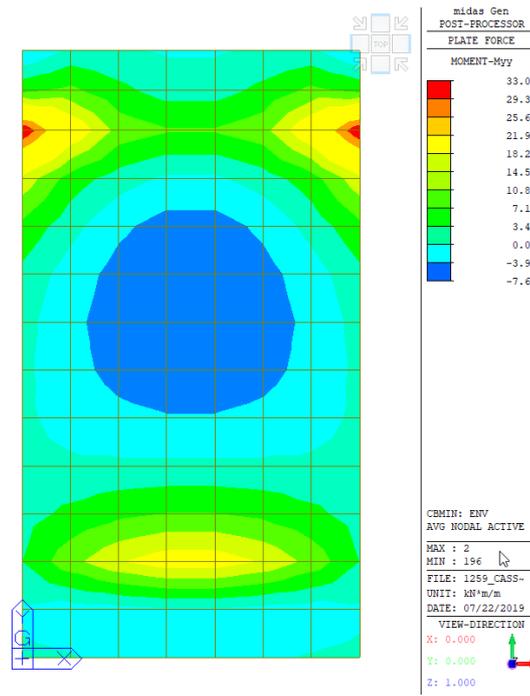
Inviluppo delle sollecitazioni massime allo SLU Mxx



Inviluppo delle sollecitazioni minime allo SLU Mxx



Inviluppo delle sollecitazioni massime allo SLU Myy



Inviluppo delle sollecitazioni minime allo SLU Myy

Figura 4. Inviluppo delle sollecitazioni - fondazioni

La verifica allo SLU della sezione di larghezza 1 m viene fatta per il momento massimo (in valore assoluto) e risulta:

Titolo : 1259_Fondazione_SP=0,3m

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4,5
2	10,05	25,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

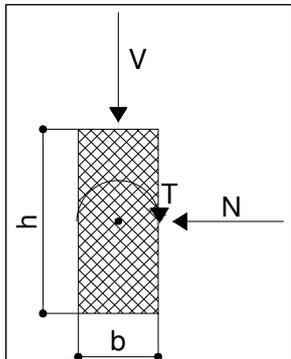
M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**
 Precompresso

La verifica a taglio si effettua nella sezione di massima sollecitazione. Il valore del taglio sollecitante si ricava dall'involuppo delle combinazioni SLU+SLV e vale:

$$V_{sd} = 273 \text{ kN/m}$$

La verifica è riportata nel seguito:

Geometria		Materiali	
b[mm]=	1000	fck[Mpa]=	35
h[mm]=	300	fc'd[Mpa]	14.69
copriferro lordo[mm]=	45	f _{yd} [Mpa]	391
Diametro armatura tesa[mm]=	16	Ec[Mpa]=	33091
Numero barre tese =	5	Es[a]=	210000
Diametro armatura compressa[mm]=	16	Azioni	
Numero barre compresse =	5	N[kN]=	0
Numero compl. barre long. per flessione=	10	V[kN]=	273.00
Percentuale armatura verticale/longitudinale	0.0067	T[kNm]=	0
Armato taglio? si-no	si		
Diametro staffe[mm]=	8		
Bracci	6		
Passo staffe a taglio[mm]=	150		
Inclinazione staffe α [deg]=	90		
Inclinazione puntone θ [deg]=	21.8		
Sezione cava per azioni torcenti?si-no	no		
Spessore sezione cava[mm]=	#		
Passo staffe a torsione[mm]=	0		
Numero barre aggiuntive longitudinali per la torsione	0		
Diametro armatura aggiuntiva long.[mm]=	0		
Verifica a taglio			
V _{rd} [kN]=	165	Resistenza per sezioni non armate a taglio	
$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$			
V _{rsd} [kN]=	452	Resistenza per rottura armatura a taglio	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
V _{rcd} [kN]=	581	Taglio limite per rottura biella calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$			
V _{Rd} = min (V _{Rs} , V _{Rcd})	452	Verifica superata. C.S. =	1.65

7.2.3 Verifica SLE

Le sollecitazioni massime (in valore assoluto) sulla sezione di larghezza 1 m, ricavate dall'involuppo delle combinazioni di esercizio (rara, frequente e quasi permanente), sono:

$M_{max, rara} = 62 \text{ kNm}$
 $M_{max, freq} = 34 \text{ kNm}$
 $M_{max, qp} = 27.5 \text{ kNm}$

Le verifiche sono riportate nel seguito:

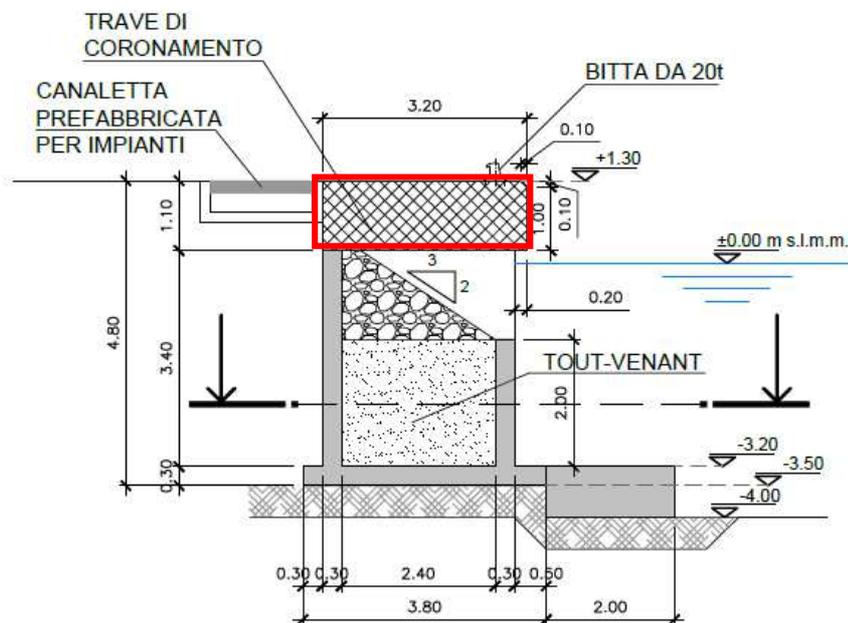
VERIFICA TENSIONI IN "SLE RARA" SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	1000 mm	Copriferro effettivo =	45 mm	Momento flettente =	62.00 kNm
Altezza =	300 mm	Diametro staffa =	8 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	6.16				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale tesa =	1005 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	239 mm		
Armatura a compressione :			Pos. asse neutro y = 49.82 mm		
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale compressa =	1005 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0				
Tensione limite cls (0.60fck)		Tensione cls =		11.7 MPa	verificato
$\sigma_c =$	21 MPa	Tensione acciaio arm. tesa =		274 MPa	verificato
Tensione limite acciaio (0.80fyk)					
$\sigma_s =$	360 MPa				
VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	1000 mm	Copriferro effettivo =	45 mm	Momento flettente	27.50 kNm
Altezza =	300 mm	Diametro staffa =	8 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	15				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale tesa =	1005 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	239 mm		
Armatura a compressione :			Pos. asse neutro y = 69.63 mm		
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale compressa =	1005 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0				
Tensione limite cls (0.45fck)		Tensione cls =		3.51 MPa	verificato
$\sigma_c =$	15.75 MPa				

VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.6 formula C4.1.15 circolare 617 del 2/2/09)			
B=	1000 mm	(base sezione)	Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata
H=	300 mm	(altezza sezione)	i = 12.3854
M=	34 kNm	(momento flettente SLE)	ka = 150
Armatura a trazione :			y = 50 mm (distanza asse neutro)
Arm. 1:	5 ϕ 16		Jx = 2.8E+08 mm ⁴ (inerzia rispetto asse neutro)
Arm. 2:	0 ϕ 0	53	σ_s = 146 Mpa (σ arm. tesa sezione fessurata)
Arm. 3:	0 ϕ 0		Wcls = 1.5E+07 mm ⁴ (modulo inerzia solo cls)
Armatura a compressione :			σ_c = 2.26667 MPa (σ cls. teso sezione solo cls)
Arm. 1:	5 ϕ 16		k1 = 0.8 (barre aderenza migliorata)
Arm. 2:	0 ϕ 0	53	k2 = 0.5 (flessione)
Arm. 3:	0 ϕ 0		k3 = 3.4
As,t =	1005 mm ²	(area acciaio tesa)	k4 = 0.425
As,c =	1005 mm ²	(area acciaio compressa)	d = 247 mm
c =	45 mm	(ricoprimento armatura)	hc,ef = 83.3946 mm
f =	16 mm	(diam. barre per calcolo fessure)	Ac,ef = 83394.6 mm ²
α_e =	6.16	(rapporto Es/Ecm)	Sp max = 265 mm (spaziatura max tra le barre)
kt =	0.4	(fattore durata carico)	ϵ_{sm} = 0.00042
fctm =	3.2 MPa	(res. media traz. Cls)	Δs_{max} = 378.635 mm
Limite fessura	0.2 mm		
AMPIEZZA FESSURA $W_d = \epsilon_{sm} \times \Delta s_{max} =$			NON FESS. VERIFICATO

La verifica alla fessurazione in combinazione quasi permanente, avendo lo stesso limite $w_1=0.2$ mm della combinazione frequente, è automaticamente soddisfatta.

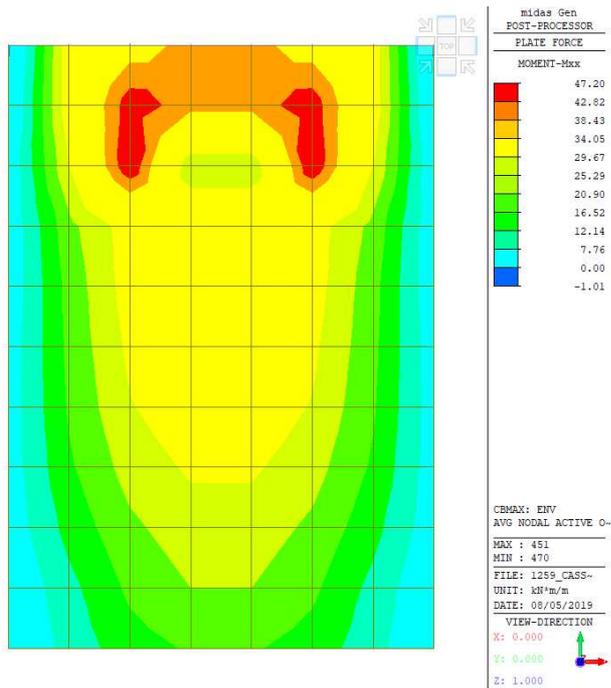
7.3 SOLETTA DI BANCHINA

Di seguito si riporta un'immagine che evidenzia la posizione dell'elemento in esame:

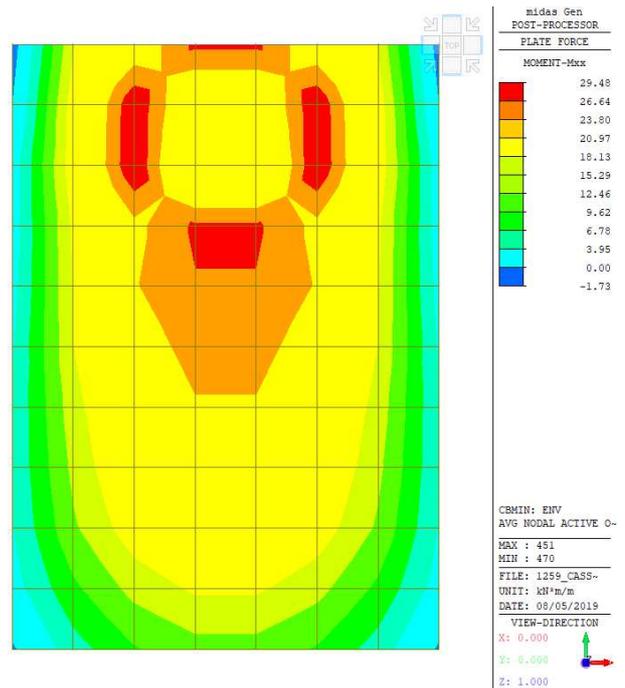


7.3.1 Verifiche SLE+SLU

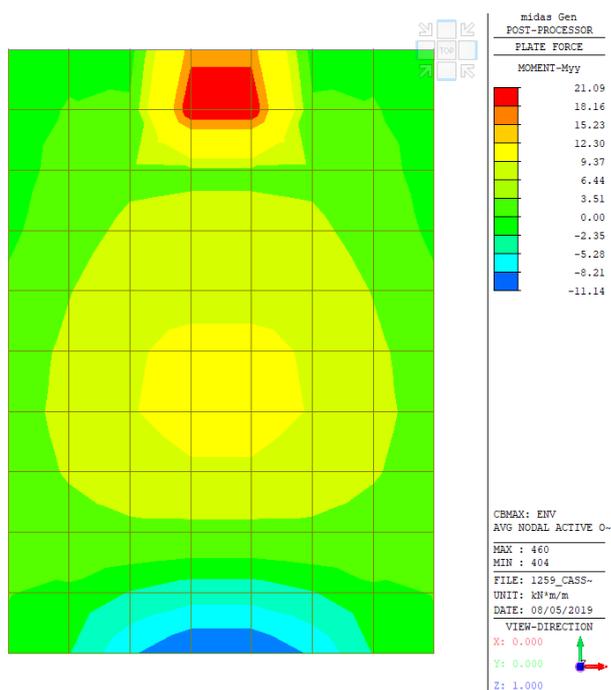
La soletta ha uno spessore di 1000 mm armata con $\phi 16/200$ su entrambe le facce e in entrambe le direzioni. Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni massime e minime nelle due direzioni principali:



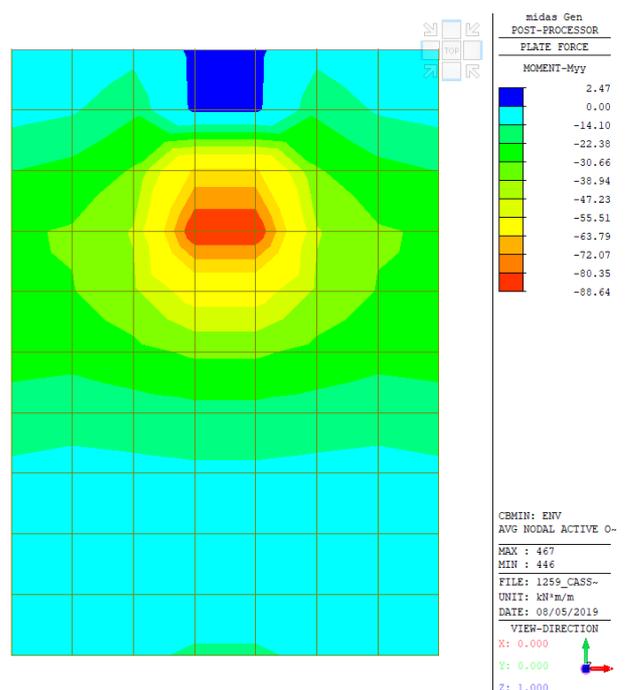
Involuppo delle sollecitazioni massime allo SLU Mxx



Involuppo delle sollecitazioni minime allo SLU Mxx



Involuppo delle sollecitazioni massime allo SLU Myy



Involuppo delle sollecitazioni minime allo SLU Myy

Figura 5. Involuppo delle sollecitazioni - Soletta di banchina

La verifica allo SLU della sezione di larghezza 1 m viene fatta per il momento massimo (in valore assoluto) e risulta:

Titolo : 1259_Banchina_SP=1m

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4,5
2	10,05	95,5

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C35/45

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ cm Col. modello
 Precompresso

7.3.2 Verifiche SLE

Le sollecitazioni massime (in valore assoluto) sulla sezione di larghezza 1 m, ricavate dall'involuppo delle combinazioni di esercizio (rara, frequente e quasi permanente), sono:

$$M_{max,rara} = 61.8 \text{ kNm}$$

$$M_{max,freq} = 23.3 \text{ kNm}$$

$$M_{max,qp} = 18.5 \text{ kNm}$$

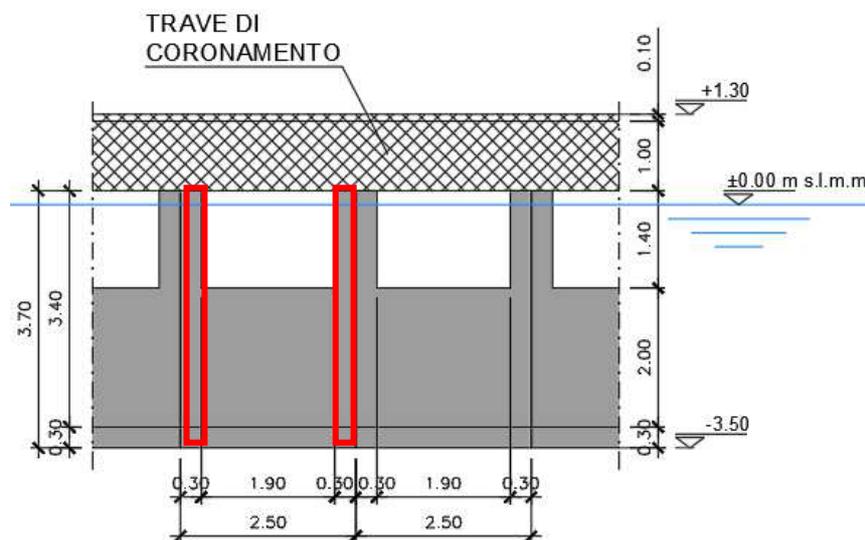
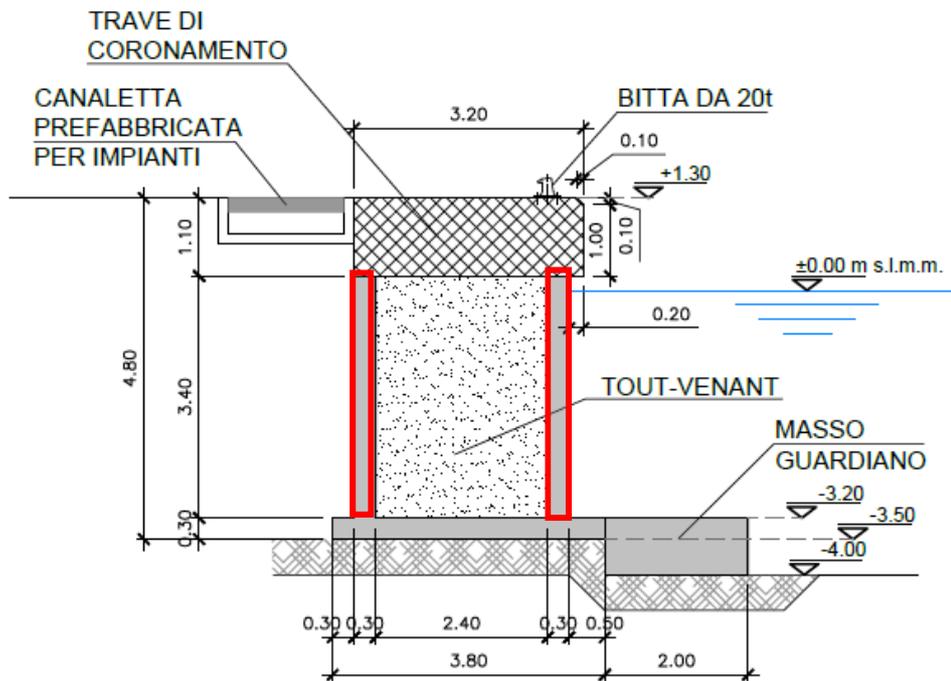
Le verifiche sono riportate nel seguito:

VERIFICA TENSIONI IN "SLE RARA" SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	1000 mm	Copriferro effettivo =	45 mm	Momento flettente =	61.80 kNm
Altezza =	1000 mm	Diametro staffa =	8 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	6.16				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale tesa =	1005 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	939 mm		
Armatura a compressione :					
Armatura 1:	5 ϕ 16	Pos. asse neutro y =	99.59 mm		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Area totale compressa =	1005 mmq		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Tensione limite cls (0.60fck)		Tensione cls =		1.3 MPa	verificato
$\sigma_c =$	21 MPa	Tensione acciaio arm. tesa =		68 MPa	verificato
Tensione limite acciaio (0.80fyk)					
$\sigma_s =$	360 MPa				
VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	1000 mm	Copriferro effettivo =	45 mm	Momento flettente	18.50 kNm
Altezza =	1000 mm	Diametro staffa =	8 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	15				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale tesa =	1005 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	939 mm		
Armatura a compressione :					
Armatura 1:	5 ϕ 16	Pos. asse neutro y =	146.10 mm		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Area totale compressa =	1005 mmq		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Tensione limite cls (0.45fck)		Tensione cls =		0.25 MPa	verificato
$\sigma_c =$	15.75 MPa				
VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE					
Caratteristiche sezione rettangolare:					
Larghezza =	1000 mm	Copriferro effettivo =	45 mm	Momento flettente	23.30 kNm
Altezza =	1000 mm	Diametro staffa =	8 mm	fck =	35 MPa
Coeff. omogeneizz. =	15				
Armatura a trazione :					
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale tesa =	1005 mmq		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	939 mm		
Armatura a compressione :					
Armatura 1:	5 ϕ 16	Pos. asse neutro y =	146.10 mm		
Armatura 2:	0 ϕ 0	Area totale compressa =	1005 mmq		
Armatura 3:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm		
Tensione limite cls (0.45fck)		Tensione cls =		0.32 MPa	verificato
$\sigma_c =$	15.75 MPa				

La verifica alla fessurazione in combinazione quasi permanente, avendo lo stesso limite $w_1=0.2$ mm della combinazione frequente, è automaticamente soddisfatta.

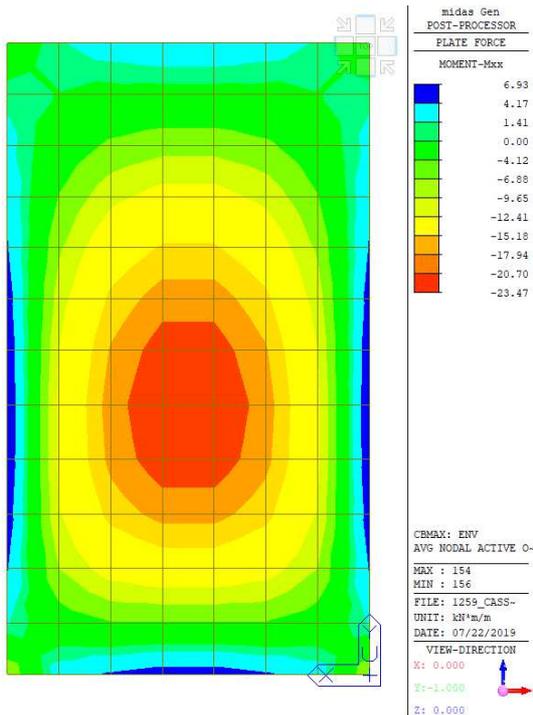
7.4 PARETE sp=30 cm

Di seguito si riporta un'immagine che evidenzia la posizione della parete in esame

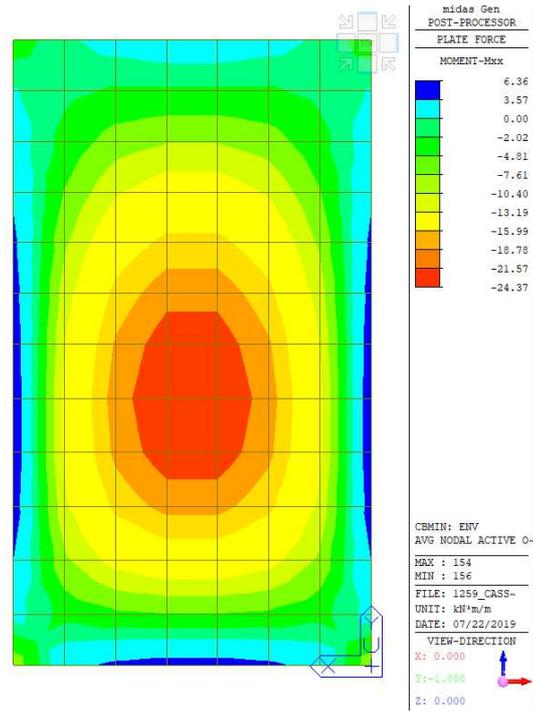


7.4.1 Verifiche SLU+SLV

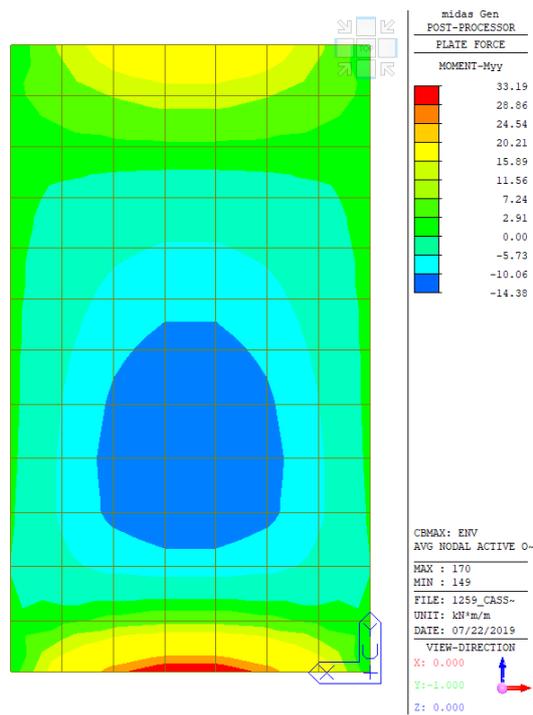
La parete ha uno spessore di 300 mm armata con $\phi 16/200$ su entrambe le facce e in entrambe le direzioni. Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni massime e minime nelle due direzioni principali:



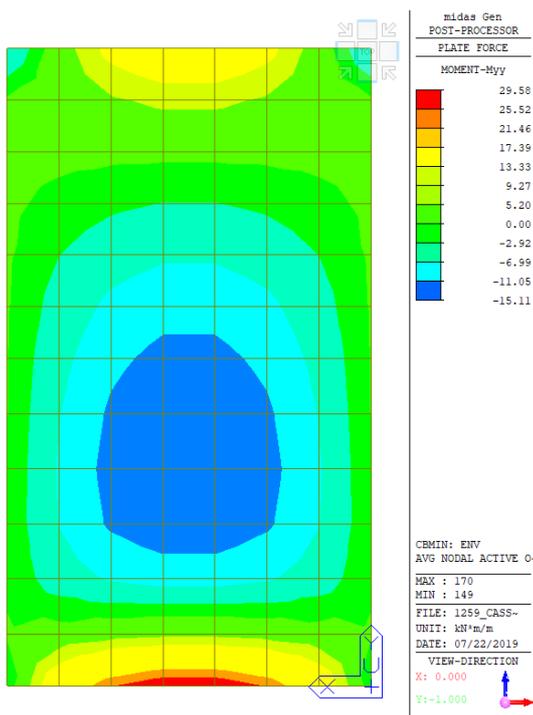
Inviluppo delle sollecitazioni massime allo SLU Mxx



Inviluppo delle sollecitazioni minime allo SLU Mxx



Inviluppo delle sollecitazioni massime allo SLU Myy



Inviluppo delle sollecitazioni minime allo SLU Myy

Figura

La verifica allo SLU della sezione di larghezza 1 m viene fatta per il momento massimo (in valore assoluto) e risulta:

Titolo : 1259_Parete_SP=0,3m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	4,5
2	10,05	25,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 99,88 kN m
g_c -19,83 N/mm²
g_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 21,45 ‰
d 25,5 cm
x 3,577 x/d 0,1403
δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8
		τ _{cl}	2,257

La verifica a taglio si effettua nella sezione di massima sollecitazione. Il valore del taglio sollecitante si ricava dall'involuppo delle combinazioni SLU+SLV e vale:

7.4.2 Verifiche SLE

Le sollecitazioni massime (in valore assoluto) sulla sezione di larghezza 1 m, ricavate dall'involuppo delle combinazioni di esercizio (rara, frequente e quasi permanente), sono:

- M_{max,rara} = 25 kNm
- M_{max,freq} = 24 kNm
- M_{max,qp} = 23.5 kNm

Le verifiche sono riportate nel seguito:

VERIFICA TENSIONI IN "SLE RARA" SEZIONE RETTANGOLARE			
Caratteristiche sezione rettangolare:			
Larghezza = 1000 mm	Copriferro effettivo = 45 mm	Momento flettente = 25.00 kNm	
Altezza = 300 mm	Diametro staffa = 8 mm	f _{ck} = 35 MPa	
Coeff. omogeneizz. = 6.16			
Armatura a trazione :		Area totale tesa = 1005 mmq	
Armatura 1:	5 φ 16	Copriferro baricentrico = 61 mm	
Armatura 2:	0 φ 0	Altezza utile = 239 mm	
Armatura 3:	0 φ 0	Pos. asse neutro y = 49.82 mm	
Armatura a compressione :		Area totale compressa = 1005 mmq	
Armatura 1:	5 φ 16	Copriferro baricentrico = 61 mm	
Armatura 2:	0 φ 0		
Armatura 3:	0 φ 0		
Tensione limite cls (0.60f _{ck})		Tensione cls = 4.7 MPa	verificato
σ _c = 21 MPa			
Tensione limite acciaio (0.80f _{yk})		Tensione acciaio arm. tesa = 111 MPa	verificato
σ _s = 360 MPa			

VERIFICA TENSIONI IN "SLE QUASI PERM." SEZIONE RETTANGOLARE			
Caratteristiche sezione rettangolare:			
Larghezza =	1000 mm	Copriferro effettivo =	45 mm
Altezza =	300 mm	Diametro staffa =	8 mm
Coeff. omogeneizz. =	15	Momento flettente	23.50 kNm
		fck =	35 MPa
Armatura a trazione :			
Armatura 1:	5 ϕ 16	Area totale tesa =	1005 mmq
Armatura 2:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm
Armatura 3:	0 ϕ 0	Altezza utile =	239 mm
Armatura a compressione :			
Armatura 1:	5 ϕ 16	Pos. asse neutro y =	69.63 mm
Armatura 2:	0 ϕ 0	Area totale compressa =	1005 mmq
Armatura 3:	0 ϕ 0	Copriferro baricentrico =	61 mm
Tensione limite cls (0.45fck)		Tensione cls =	3.00 MPa
$\sigma_c =$	15.75 MPa		verificato
VERIFICA FESSURAZIONE SEZIONE RETTANGOLARE (rif. C4.1.2.2.4.6 formula C4.1.15 circolare 617 del 2/2/09)			
B=	1000 mm	(base sezione)	Calcolo posizione asse neutro sezione fessurata
H=	300 mm	(altezza sezione)	i = 12.3854
M=	24 kNm	(momento flettente SLE)	ka = 150
Armatura a trazione :		copr. bar.	
Arm. 1:	5 ϕ 16	53	y = 50 mm (distanza asse neutro)
Arm. 2:	0 ϕ 0		Jx = 2.8E+08 mm ⁴ (inerzia rispetto asse neutro)
Arm. 3:	0 ϕ 0		$\sigma_s =$ 103 Mpa (σ arm. tesa sezione fessurata)
Armatura a compressione :		copr. bar.	
Arm. 1:	5 ϕ 16	53	Wcls = 1.5E+07 mm ⁴ (modulo inerzia solo cls)
Arm. 2:	0 ϕ 0		$\sigma_c =$ 1.6 MPa (σ cls. teso sezione solo cls)
Arm. 3:	0 ϕ 0		k1 = 0.8 (barre aderenza migliorata)
As,t =	1005 mmq	(area acciaio tesa)	k2 = 0.5 (flessione)
As,c =	1005 mmq	(area acciaio compressa)	k3 = 3.4
c =	45 mm	(ricoprimento armatura)	k4 = 0.425
f =	16 mm	(diam. barre per calcolo fessure)	d = 247 mm
$\alpha_e =$	6.16	(rapporto Es/Ecm)	hc,ef = 83.3946 mm
kt =	0.4	(fattore durata carico)	Ac,ef = 83394.6 mmq
fctm =	3.2 MPa	(res. media traz. Cls)	Sp max = 265 mm (spaziatura max tra le barre)
Limite fessura	0.2 mm		$\epsilon_{sm} =$ 0.0003
			$\Delta s_{max} =$ 378.635 mm
AMPIEZZA FESSURA $W_d = \epsilon_{sm} \times \Delta s_{max} =$		NON FESS.	VERIFICATO

La verifica alla fessurazione in combinazione quasi permanente, avendo lo stesso limite $w_1=0.2$ mm della combinazione frequente, è automaticamente soddisfatta.

7.5 VERIFICA A SCORRIMENTO, RIBALTAMENTO E SOLLEVAMENTO

7.5.1 Teoria

Le verifiche al ribaltamento e alla traslazione sul piano di posa dei cassoni sono state eseguite allo Stato Limite Ultimo secondo quanto previsto dal DM 17.01.2018 "Norme tecniche sulle costruzioni":

Per la verifica alla traslazione, è stato utilizzato l'Approccio 2 (A1+M1+R3), mentre per la verifica al ribaltamento è stato utilizzato l'approccio EQU+M2, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti:

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	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_Y	γ_Y	1,0	1,0

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	$\gamma_R = 1,4$

Le verifiche sono state condotte per cassoni fondati a -3.50 m s.l.m.m. Di seguito si riporta il calcolo dei pesi e dei carichi comprensivi della spinta e sottospinta idrostatica calcolati rispetto al baricentro del cassone per la verifica a scorrimento e riportati nel punto O (sullo spigolo della platea di fondazione) per la verifica a ribaltamento. Alla fine sono riportati i fattori di sicurezza ottenuti per le due verifiche, che risultano sempre superiori ai coefficienti di sicurezza imposti da normativa;

Lo scorrimento dell'opera di sostegno avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito ed eventuale coesione terreno-fondazione e, qualora fosse presente, la frazione della spinta passiva.

Il coefficiente di sicurezza si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti e mobilizzanti:

$$\frac{F_{stab}}{F_{mob}} = \frac{(P_C + P_T) \cdot \tan(\delta)}{S_q} > 1.10$$

dove:

- P_C = Forze verticali – Peso del cassone;
- P_T = Forze verticali – Peso del terreno/acqua interni al cassone;
- S_q = componenti delle forze normali al piano di scorrimento – spinta delle onde;
- δ = coefficiente di attrito terreno-fondazione ($\tan \delta=0.6$);

Il ribaltamento consiste nella possibilità di rotazione dell'opera di sostegno attorno ad un centro di rotazione, convenzionalmente preso nel punto più a valle della fondazione. Il coefficiente di sicurezza si ottiene dal rapporto tra i momenti stabilizzanti e quelli ribaltanti:

$$\frac{M_{stab}}{M_{mob}} = \frac{\sum P_C \cdot b_C + \sum P_T \cdot b_T}{\sum S_q \cdot h} > 1.00$$

dove:

- P_C = Forze verticali – Peso del cassone;
- P_T = Forze verticali – Peso del terreno/acqua interni al cassone;
- b_C, b_T, h = relativi bracci delle forze rispetto al punto di rotazione.

La verifica al galleggiamento è stata condotta con riferimento allo stato limite di sollevamento (UPL) ed in relazione al battente idraulico della "falda di progetto".

Si riporta un estratto delle norme tecniche NTC 2018 relativo ai criteri di verifica nei confronti del sollevamento.

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

Le opere geotecniche devono essere verificate nei confronti dei possibili stati limite di sollevamento o di sifonamento.

A tal fine, nella valutazione delle pressioni interstiziali e delle quote piezometriche caratteristiche, si devono assumere le condizioni più sfavorevoli, considerando i possibili effetti delle condizioni stratigrafiche.

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovvero la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad [6.2.4]$$

dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \quad [6.2.5]$$

Per le verifiche di stabilità al sollevamento, i relativi coefficienti parziali sulle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.III. Al fine del calcolo della resistenza di progetto R_d , tali coefficienti devono essere combinati in modo opportuno con quelli relativi ai parametri geotecnici (M_2). Ove necessario, il calcolo della resistenza va eseguito in accordo a quanto indicato nei successivi paragrafi per le fondazioni su pali e per gli ancoraggi.

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

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

⁽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}

In condizioni di flusso prevalentemente verticale:

- nel caso di frontiera di efflusso libera, la verifica a sifonamento si esegue controllando che il gradiente idraulico i risulti non superiore al gradiente idraulico critico i_c diviso per un coefficiente parziale $\gamma_R = 3$, se si assume come effetto delle azioni il gradiente idraulico medio, e per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ nel caso in cui si consideri il gradiente idraulico di efflusso;
- in presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto alla condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$.

In tutti gli altri casi il progettista deve valutare gli effetti delle forze di filtrazione e garantire adeguati livelli di sicurezza, da prefissare e giustificare esplicitamente.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

7.5.2 Analisi dei carichi

I carichi considerati nel modello di calcolo sono i seguenti:

- Banchina - carico verticale $q \rightarrow 20 \text{ kN/m}^2$;
 $Q \rightarrow (3.8-0.5) \cdot 2.5 \cdot 20 = 165 \text{ kN}$
- Tiro alla bitta - carico orizzontale $\rightarrow 200 \text{ kN}$ (1 bitta ogni 20 m)
- carico bitta ripartita per cassone $\rightarrow 200 / (20 / 2.5) = 200 / 8 = 25 \text{ kN}$
- Spinta bitta $\rightarrow 200 / 10 = 20 \text{ kN}$;
- Carico Gru a bandiera $\rightarrow M_{\max} = 685 \text{ kN}$; $N_{\max} = 135 \text{ kN}$

7.5.3 Dati generali

Vengono riportate in seguito le geometrie, i pesi specifici ed altri dati utili per la verifica a scorrimento, ribaltamento e sollevamento. Non sono state prese in considerazione le spinte idrostatiche di valle e monte poiché uguali e contrarie.

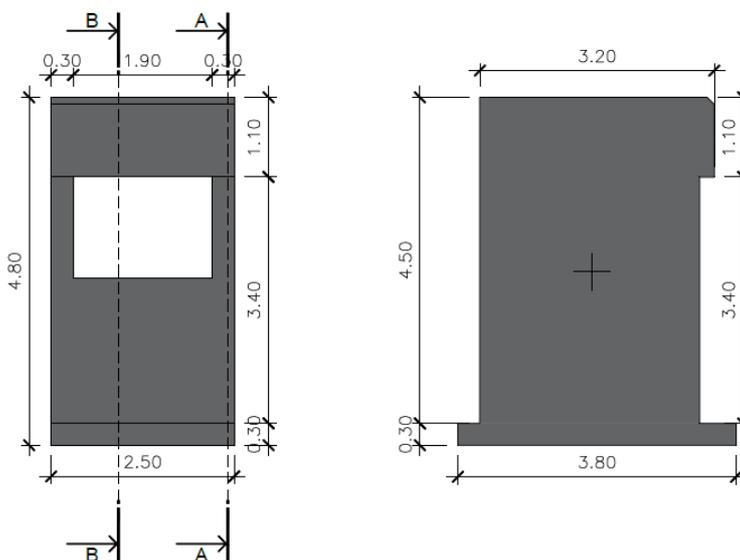
Sono state condotte due verifiche per la struttura in funzione ai carichi variabili agenti su di essa:

- Condizione 1 - Carico dovuto a bitta (orizzontale) e carico mezzi (verticale);
- Condizione 2 - Carico dovuto a gru a bandiera e carico mezzi (verticale);

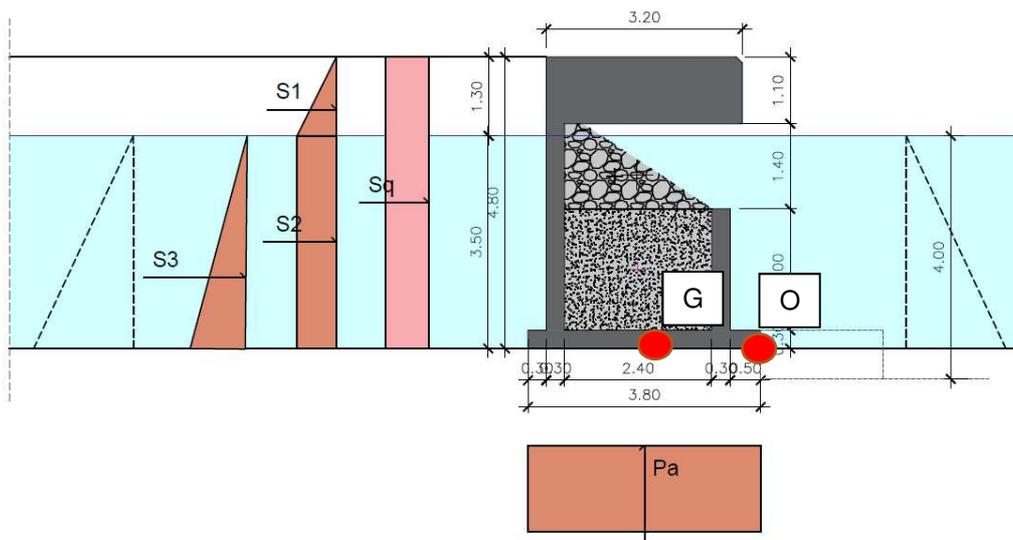
7.5.3.1 Condizione 1: verifica a scorrimento - ribaltamento - sollevamento

CASSONE - PROSPETTO

SEZIONE A-A



SEZIONE B-B

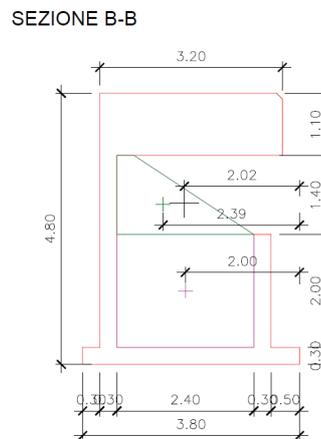
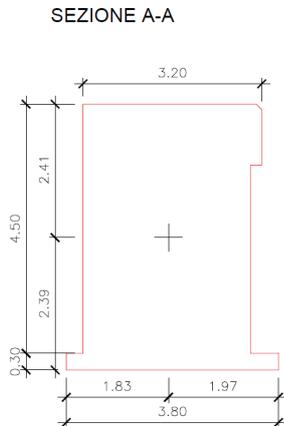


DATI				
PESI SPECIFICI				
γ cls			25,00	kN/mc
γ acqua mare			10,30	kN/mc
γ Tout Venant			21,00	kN/mc
γ Ghiaia			22,00	kN/mc
TERRENO				
ϕ			35	°
cu			0	-
γ			19	kN/mc
γ'			11	kN/mc
Ka			0,271	-
CARICHI				
Carico Variabile q			20,00	kN/mq
Carico Variabile Q			165,00	kN
Spinta Bitta			25,00	kN
Reazione massime Gru				
Carico Verticale Massimo Q			135	kN
Momento Ribaltante Massimo Mf			685	kNm
Tiro massimo su tirafondo M36 Tv			183	kN
GEOMETRIA				
	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]
Cassone - Sez B-B (centrale)		1,90		6,275
Cassone - Sez A-A (laterale)			0,60	14,855
Tout Venant	2,40	1,90	2,00	4,800
Ghiaia		1,90		1,890
B Cassone	3,80			
H Cassone - zona immersa			3,50	
H Cassone - sopra pelo libero			1,30	
L Cassone		2,50		
Area immersa - sez B-B		1,90		9,3
Area immersa - sez A-A		0,60		10,74

La verifica agli SLU è stata condotta con la combinazione fondamentale (con $\psi_{02}=0.7$ per i carichi mezzi).

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

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

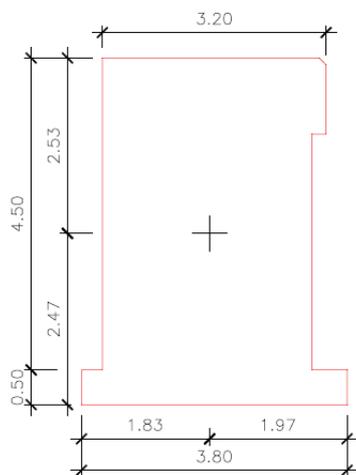


RESISTENZE (R)						
PESI PROPRI E MOMENTI						
	P [kN]	B _G [m]	M _G [kNm]	B _o [m]	M _o [kNm]	
Cassone - Sez B-B centrale (vert)	298,06	0,12	34,99	2,02	601,31	
Cassone - Sez A-A later (vert)	222,83	0,07	15,42	1,97	438,79	
Tout Venant (vert)	191,52	0,10	19,15	2,00	383,04	
Ghiaia (vert)	79,00	0,49	38,62	2,39	188,73	
tot (vert)	791,41		108,19		1.611,87	
AZIONI (A)						
SPINTE						
	P [kN]	B _G [m]	M _G [kNm]	B _o [m]	M _o [kNm]	
S1 (oriz)	10,88	3,93	42,78	3,93	42,78	
S2 (oriz)	58,57	1,75	102,49	1,75	102,49	
S3 (oriz)	45,64	1,17	53,25	1,17	53,25	
tot (oriz)	115,09		198,53		198,53	
Sq (oriz)	26,02	2,40	62,44	2,40	62,44	
Sbitta (oriz)	25,00	4,80	120,00	4,80	576,00	
Pa (Sottospinta idraulica - vert)	248,37	0,00	0,00	1,90	471,91	
Q (vert)	165,00	0,00	0,00	1,95	321,75	
Carico Gru (vert)	0,00		0,00			
VERIFICHE						
VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)						
tgφ	0,700					
Forze or. Resistenze R	328,06					
Forze or. Azioni A	226,14					
FS	1,45	>1,1				
VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU+M2)						
Mom. Resistenze R	1.450,68					
Mom. Azioni A	1.436,64					
FS	1,01	>1				
VERIFICA A GALLEGGIAMENTO (A1+M1+R3)						
FS	2,61					

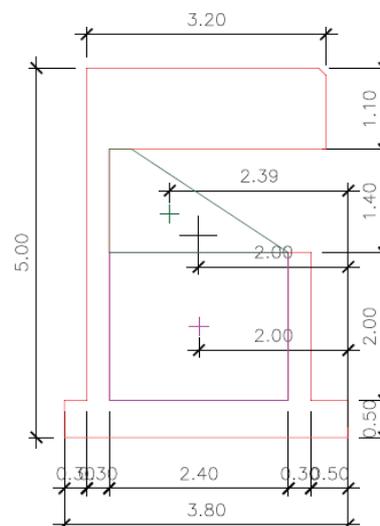
Le verifiche risultano soddisfatte.

DATI				
PESI SPECIFICI				
γ cls			25,00	kN/mc
γ acqua mare			10,30	kN/mc
γ sat Tout Venant			21,00	kN/mc
γ sat Ghiaia			22,00	kN/mc
TERRENO				
ϕ			35	°
cu			0	-
γ			19	kN/mc
γ'			11	kN/mc
Ka			0,271	-
CARICHI				
Carico Variabile q			20,00	kN/mq
Carico Variabile Q			165,00	kN
Spinta Bitta			0,00	kN
Reazione massime Gru				
Carico Verticale Massimo Q			135	kN
Momento Ribaltante Massimo Mf			685	kNm
Tiro massimo su tirafondo M36 Tv			183	kN
GEOMETRIA				
	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]
Cassone - Sez B-B (centrale)		1,90		7,035
Cassone - Sez A-A (laterale)		0,60		15,615
Tout Venant	2,40	1,90	2,00	4,800
Ghiaia		1,90		1,890
B Cassone	3,80			
H Cassone - zona immersa			3,70	
H Cassone - sopra pelo libero			1,30	
L Cassone		2,50		
Area immersa - sez B-B		1,90		10,06
Area immersa - sez A-A		0,60		11,5

SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



RESISTENZE (R)						
PESI PROPRI E MOMENTI						
	P [kN]	B _G [m]	M _G [kNm]	B _O [m]	M _O [kNm]	
Cassone - Sez B-B centrale (vert)	334,16	0,10	34,99	2,00	669,90	
Cassone - Sez A-A later (vert)	234,23	0,66	154,59	1,97	460,44	
Tout Venant (vert)	191,52	0,10	19,15	2,00	383,04	
Ghiaia (vert)	79,00	0,49	38,62	2,39	188,73	
tot (vert)	838,91		247,35		1.702,10	
AZIONI (A)						
SPINTE						
	P [kN]	B _G [m]	M _G [kNm]	B _O [m]	M _O [kNm]	
S1 (oriz)	10,88	4,13	44,92	4,13	44,92	
S2 (oriz)	61,91	1,85	114,54	1,85	114,54	
S3 (oriz)	51,01	1,23	62,90	1,23	62,90	
tot (oriz)	123,80		222,36		222,36	
Sq (oriz)	27,10	2,50	67,75	2,50	67,75	
Sbitta (oriz)	0,00	5,00	0,00	5,00	0,00	
Pa (Sottospinta idraulica - vert)	267,94	0,00	0,00	1,90	509,09	
Q (vert)	165,00	0,00	0,00	1,95	321,75	
Carico Gru (vert)	135,00		171,25		342,50	
VERIFICHE						
VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)						
tgφ	0,700					
Forze or. Resistenze R	343,51					
Forze or. Azioni A	201,59					
FS	1,70					>1,1
VERIFICA A RIBALTAMENTO (EQU+M2)						
Mom. Resistenze R	1.531,89					
Mom. Azioni A	1.419,97					
FS	1,08					>1
VERIFICA A GALLEGGIAMENTO (A1+M1+R3)						
FS	2,56					

Le verifiche risultano soddisfatte.

7.6 CAPACITA' PORTANTE

7.6.1 Teoria

Per il calcolo della capacità portante della fondazione superficiale viene utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

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

dove:

- γ_s : peso di volume del terreno;
- q' : carico agente sul piano di posa della fondazione;
- c' : coesione
- $B' = B - 2e$: larghezza fittizia della fondazione
- B : larghezza della fondazione;
- $e = M / N$: eccentricità del carico;
- M : momento agente sulla fondazione;

- N : sforzo normale agente sulla fondazione;
- N_γ, N_q, N_c : fattori di capacità portante;
- s_γ, s_q, s_c : fattori di forma della fondazione;
- i_γ, i_q, i_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_γ, b_q, b_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
- g_γ, g_q, g_c : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_γ, d_q, d_c : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per i fattori N_q e N_c , si fa riferimento alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

dove φ è l'angolo d'attrito del terreno.

Per N_γ , si fa riferimento all'espressione proposta da Brinch Hansen:

$$N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

Per i fattori s_γ, s_q e s_c si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \tan \varphi$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L}$$

dove L è la lunghezza della fondazione.

Per i fattori i_γ, i_q e i_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$i_\gamma = 1 - \left[\frac{(0.7 - \beta_2/450) \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right]^5$$

$$i_q = 1 - \left[\frac{0.5 \cdot H}{N + B' \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

dove β_2 è l'angolo di inclinazione del piano di posa espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori b_γ, b_q e b_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$b_\gamma = e^{-2.7 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \beta_2 \cdot \tan \varphi}$$

$$b_c = 1 - \frac{\beta_2}{147^\circ}$$

Per quanto riguarda i fattori g_γ, g_q e g_c , si fa riferimento alle espressioni di Brinch Hansen:

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan \beta_1)^5$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta_1}{147^\circ}$$

dove β_1 è l'angolo di inclinazione del piano campagna espresso in gradi.

Per quanto riguarda i fattori d_γ , d_q e d_c , si fa riferimento alle seguenti espressioni:

$$d_\gamma = 1$$

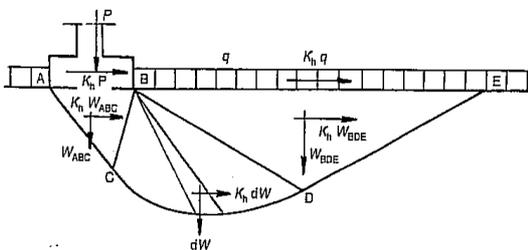
$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{s}{B'} \\ 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{s}{B'}\right) & \left(\frac{s}{B'} \leq 1\right) \\ & \left(\frac{s}{B'} > 1\right) \end{cases}$$

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{s}{B'} \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan\left(\frac{s}{B'}\right) & \left(\frac{s}{B'} \leq 1\right) \\ & \left(\frac{s}{B'} > 1\right) \end{cases}$$

dove s è la profondità della fondazione nel terreno.

Per tener conto della riduzione della capacità portante di una fondazione superficiale in condizioni sismiche vengono inoltre considerati i fattori correttivi proposti da Peck e Paolucci:

Effetti inerziali dovuti al sisma
(Paolucci & Pecker, 1995)



Effetti inerziali: fattori correttivi z

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

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$k_h = \frac{\gamma_I \cdot S \cdot a_g}{g}$$

7.6.2 Verifiche

Similarmente a quanto eseguito precedentemente le verifiche sono state eseguite nelle due condizioni:

<p>- Condizione 1 - Carico dovuto a bitta (orizzontale) e carico mezzi (verticale); Le sollecitazioni agenti sono le seguenti</p>	<p>- Condizione 2 - Carico dovuto a gru a bandiera e carico mezzi (verticale); Le sollecitazioni agenti sono le seguenti</p>																																				
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="3">SOLLECITAZIONI</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>N (SLU)</td> <td>kN</td> <td>1028</td> </tr> <tr> <td>M (SLU)</td> <td>kNm</td> <td>-400</td> </tr> <tr> <td colspan="3"> </td> </tr> <tr> <td>N (SLE)</td> <td>kN</td> <td>708</td> </tr> <tr> <td>M (SLE)</td> <td>kNm</td> <td>-273</td> </tr> </tbody> </table>	SOLLECITAZIONI			N (SLU)	kN	1028	M (SLU)	kNm	-400				N (SLE)	kN	708	M (SLE)	kNm	-273	<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="3">SOLLECITAZIONI</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>N (SLU)</td> <td>kN</td> <td>1246</td> </tr> <tr> <td>M (SLU)</td> <td>kNm</td> <td>-366</td> </tr> <tr> <td colspan="3"> </td> </tr> <tr> <td>N (SLE)</td> <td>kN</td> <td>871</td> </tr> <tr> <td>M (SLE)</td> <td>kNm</td> <td>-214</td> </tr> </tbody> </table>	SOLLECITAZIONI			N (SLU)	kN	1246	M (SLU)	kNm	-366				N (SLE)	kN	871	M (SLE)	kNm	-214
SOLLECITAZIONI																																					
N (SLU)	kN	1028																																			
M (SLU)	kNm	-400																																			
N (SLE)	kN	708																																			
M (SLE)	kNm	-273																																			
SOLLECITAZIONI																																					
N (SLU)	kN	1246																																			
M (SLU)	kNm	-366																																			
N (SLE)	kN	871																																			
M (SLE)	kNm	-214																																			

7.6.2.1 Condizione 1 - Verifica capacità portante

Ultimo aggiornamento 29/07/2019																											
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																											
PROGETTO	Porto Catanzaro																										
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto definitivo																										
J.N.	1259																										
DATA	25/09/2019																										
DESCRIZIONE	Cassoni - Banchina																										
GEOMETRIA FONDAZIONE																											
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P																									
(1) Plinto / Platea																											
(2) Trave																											
L (lato maggiore fondazione)	3,8	m																									
B (lato minore fondazione)	2,5	m																									
H (altezza fondazione)	0,3	m																									
l (lato maggiore dado)	0	m																									
b (lato minore dado)	0	m																									
h1 (altezza dado)	0	m																									
D (altezza terreno stabilizzante)	0,3	m																									
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc																									
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc																									
α (angolo inclinazione fondazione > 0)	0	°																									
β (angolo inclinazione pendio > 0)	0	°																									
ag/g (accelerazione sismica orizz.)	0,247																										
S (coeff. stratigrafico)	1,34																										
Punto Applicazione forze esterne	2																										
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																											
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																											
Braccio Forze esterne	0,0	m																									
Volume cis fondazione	3	mc																									
Volume terreno sopra fondazione	0	mc																									
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	71	kN																									
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN																									
P.P.1 + P.P.2	71	kN																									
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																											
QUOTA FALDA DA P.C.																											
hw (quota falda da p.c. > 0)	0	m																									
TERRENO TIPO 1																											
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19	kN/mc																									
TERRENO TIPO 2																											
d2 (spessore strato)	10	m																									
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	35	°																									
c' k2 (coesione efficace)	0	kPa																									
Cu k2 (coesione non drenata)	0	kPa																									
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc																									
G (modulo di elasticità trasversale)	16923	kPa																									
TERRENO TIPO 3																											
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	35	°																									
c' k3 (coesione efficace)	0	kPa																									
Cu k3 (coesione non drenata)	0	kPa																									
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19	kN/mc																									
G (modulo di elasticità trasversale)	16923	kPa																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: left;">TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>H_{cuneo}</td> <td style="text-align: center;">2,4</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>$\phi'_{k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">35</td> <td>°</td> </tr> <tr> <td>c' k,eq</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>Cu k,eq</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">19</td> <td>kN/mc</td> </tr> <tr> <td>G</td> <td style="text-align: center;">16923</td> <td>kPa</td> </tr> </tbody> </table>				TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA			H_{cuneo}	2,4	m	$\phi'_{k,eq}$	35	°	c' k,eq	0	kPa	Cu k,eq	0	kPa	$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc	G	16923	kPa			
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA																											
H_{cuneo}	2,4	m																									
$\phi'_{k,eq}$	35	°																									
c' k,eq	0	kPa																									
Cu k,eq	0	kPa																									
$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc																									
G	16923	kPa																									
TIPO DI VERIFICA																											
TIPO DI VERIFICA	1	⇒																									
(1) Drenata	DRENATA																										
(2) Non Drenata																											
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2																										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																										
(2) Brinch - Hansen (1970)																											
(3) Vesic (1975)																											
(4) Spangler - Handy (1982)																											
FATTORI CORRETTIVI	2																										
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																										
(2) Brinch - Hansen (1970)																											
(3) Vesic (1970)																											
VERIFICA IN DIREZIONE	2																										
(1) Y (Momento M _{xx} e forza F _Y // B)	L																										
(2) X (Momento M _{yy} e forza F _X // L)																											
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: left;">VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\phi'_{k,eq}$</td> <td style="text-align: center;">35</td> <td>°</td> <td></td> </tr> <tr> <td>c' k,eq</td> <td style="text-align: center;">0,3</td> <td>kPa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Cu k,eq</td> <td style="text-align: center;">0</td> <td>kPa</td> <td></td> </tr> <tr> <td>D · γ</td> <td style="text-align: center;">2,7</td> <td>kPa</td> <td>contributo peso stabilizzante</td> </tr> <tr> <td>γ</td> <td style="text-align: center;">9,0</td> <td>kN/mc</td> <td>contributo forze di attrito</td> </tr> </tbody> </table>				VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE				$\phi'_{k,eq}$	35	°		c' k,eq	0,3	kPa		Cu k,eq	0	kPa		D · γ	2,7	kPa	contributo peso stabilizzante	γ	9,0	kN/mc	contributo forze di attrito
VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE																											
$\phi'_{k,eq}$	35	°																									
c' k,eq	0,3	kPa																									
Cu k,eq	0	kPa																									
D · γ	2,7	kPa	contributo peso stabilizzante																								
γ	9,0	kN/mc	contributo forze di attrito																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <thead> <tr> <th colspan="4" style="text-align: left;">RIEPILOGO VERIFICHE:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="4">(1) D.M. 17/01/2018</td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: center;"><u>qd (kPa)</u></td> <td style="text-align: center;"><u>qmax (kPa)</u></td> <td style="text-align: center;"><u>verifica</u></td> </tr> <tr> <td>(1) SLE - RARA</td> <td style="text-align: center;">144</td> <td style="text-align: center;">127</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>(4) A1+M1+R3</td> <td style="text-align: center;">188</td> <td style="text-align: center;">184</td> <td style="text-align: center;">SI</td> </tr> </tbody> </table>				RIEPILOGO VERIFICHE:				(1) D.M. 17/01/2018					<u>qd (kPa)</u>	<u>qmax (kPa)</u>	<u>verifica</u>	(1) SLE - RARA	144	127	SI	(4) A1+M1+R3	188	184	SI				
RIEPILOGO VERIFICHE:																											
(1) D.M. 17/01/2018																											
	<u>qd (kPa)</u>	<u>qmax (kPa)</u>	<u>verifica</u>																								
(1) SLE - RARA	144	127	SI																								
(4) A1+M1+R3	188	184	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 25/09/2019
DESCRIZIONE Cassoni - Banchina
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 (2) A1+M1+R1 (3) A2+M2+R2 (4) A1+M1+R3 (5) SISMA	Metodo TA D.M.11/03/1988 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
(1) D.M. 17/01/2018 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)					
COMBINAZIONE	1	EC7	-	(11) A1+M1+R1 (12) A2+M2+R1 (13) A1+M1+R2 (14) A1+M2+R3 (15) SISMA	Approccio 1 comb. 1 Approccio 1 comb. 2 Approccio 2 Approccio 3

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
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
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]	71
p.p.fond. + p.p.ter. (d)	[kN]	71
N _d	[kN]	708
F _{yd}	[kN]	0
M _{xd}	[kNm]	0
F _{xd}	[kN]	0
M _{yd}	[kNm]	273

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot}	[kN]	779
F _{y tot}	[kN]	0
M _{x tot}	[kNm]	0
F _{x tot}	[kN]	0
M _{y tot}	[kNm]	273
ex = M _x / N _{tot} (lungo lato B)		0,00
REAGENTE		0,42
ey = M _y / N _{tot} (lungo lato L)		0,35
REAGENTE		0,63

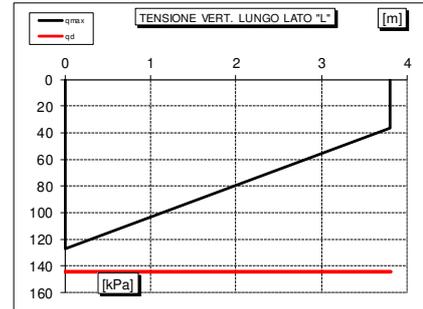
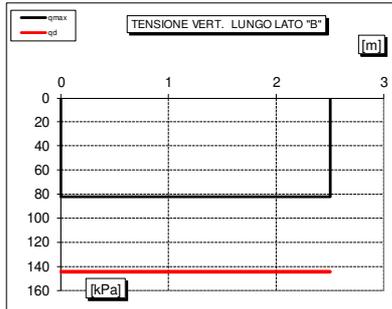
CARICHI CARATTERISTICI

	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]	708
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kNm]	0
My [kNm]	273



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
Nγ		34,01

TIPO DI FONDAZIONE	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	2	L
FATTORI SISMICI	2	NO
PUNZONAMENTO		
Ir (indice di rigidezza)	1680	⇒ Fattori di punzonamento = 1
Icr (indice critico)	161	
FORMULA GENERALE :		
$q_{ult} = c N_{c,c} i d b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i d b g_c z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,\gamma} i d b g_{\gamma} z_{\gamma} \Psi_{\gamma}$		

FATTORI CORRETTIVI								
Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	S _c	1,58	S _q	1,57	S _γ	0,68
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I _c	1,00	I _q	1,00	I _γ	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D _c	1,05	D _q	1,07	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]	23	⇒	q_{ult} (A+B+C)	433 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	151		q_d (q_{ult}/FS)	144 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	259		Q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	3.356 kN
			Q_d (Q_{ult}/FS)	1.119 kN

q_d (q_{ult}/FS)	=	144 kPa	>	q_{max} = 127 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS)	=	38 kPa	>	τ_{max} = 0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

La verifica agli SLE risulta soddisfatta in quanto la capacità portante risulta pari a 144 kPa > 127 kPa agenti

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

PROGETTO Porto Catanzaro
LIVELLO DI PROGETTAZIONE Progetto definitivo
J.N. 1259
DATA 25/09/2019
DESCRIZIONE Cassoni - Banchina
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
- **X** (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	
Pesi propri	1,3	1,3	1,3	1	1	1,35	1,3	1	1
Permanenti strutturali	1,3	1,3	1,3	1	1	1,35	1,3	1	1
Permanenti non strutturali	1,5	1,5	1,3	1	1	1,35	1,3	1	1
Variabili	1,5	1,5	1,3	1	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
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
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] 71
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN] 93
Nd [kN] 1.028
Fy_d [kN] 0
Mx_d [kNm] 0
Fx_d [kN] 0
My_d [kNm] 400

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N_{tot} [kN] 1.121
Fy_{tot} [kN] 0
Mx_{tot} [kNm] 0
Fx_{tot} [kN] 0
My_{tot} [kNm] 400
ex = Mx / N_{tot} (lungo lato B) 0,00
REAGENTE 0,42
ey = My / N_{tot} (lungo lato L) 0,36
REAGENTE 0,63

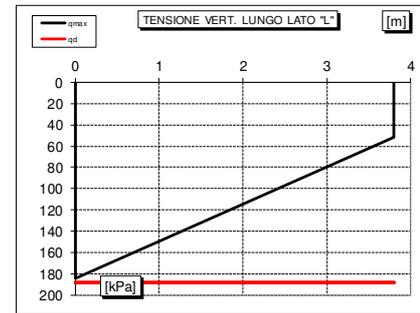
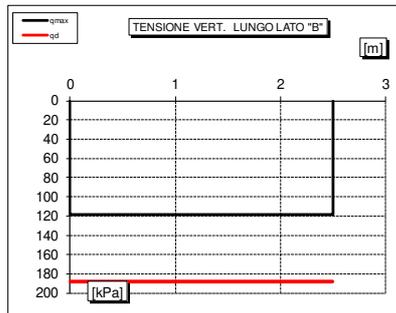
CARICHI CARATTERISTICI

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

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	1.028
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kN]	0
My [kNm]	400



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
Nγ	34,01

TIPO DI FONDAZIONE 1 P
TIPO DI FONDAZIONE 1 DRENATA
TIPO DI VERIFICA 2 BRINCH - HANSEN
CALCOLO DI N_y 2 BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI 2 BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO 2 L
FATTORI SISMICI 2 NO
PUNZONAMENTO
Ir (indice di rigidezza) 1680 ⇒ Fattori di punzoneramento = 1
Icr (indice critico) 161
FORMULA GENERALE:
$$q_{ult} = c N_{c,c} i d b g_c z_c \Psi_c + q N_{q,q} i d b g_q z_q \Psi_q + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma,\gamma} i d b \gamma z_\gamma \Psi_\gamma$$

FATTORI CORRETTIVI

Fattori di forma	BRINCH - HANSEN	⇒	S _c	1,59	S _q	1,57	S _γ	0,68
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I _c	1,00	I _q	1,00	I _γ	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D _c	1,05	D _q	1,07	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 punzoneramento	VESIC	⇒	Ψ _c	1,00	Ψ _q	1,00	Ψ _γ	1,00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	23	q_{ult} (A+B+C)	433 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	151	q_d (q_{ult}/FS)	188 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	259	q_{ult} (q_{ult} x B' x L')	3.340 kN
		Q_d (Q_{ult}/FS)	1.452 kN

q_d (q_{ult}/FS) = 188 kPa > q_{max} = 184 kPa VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ_d (τ_{ult}/FS) = 75 kPa > τ_{max} = 0 kPa VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

La verifica agli SLU risulta soddisfatta in quanto la capacità portante risulta pari a 188 kPa > 184 kPa agenti

7.6.2.2 Condizione 2 - Verifica capacità portante

Ultimo aggiornamento 29/07/2019																								
VERIFICA CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI SUPERFICIALI																								
PROGETTO	Porto Catanzaro																							
LIVELLO DI PROGETTAZIONE	Progetto definitivo																							
J.N.	1259																							
DATA	25/09/2019																							
DESCRIZIONE	Cassoni - Banchina - Condizione 2																							
GEOMETRIA FONDAZIONE																								
TIPO DI FONDAZIONE :	1	P																						
(1) Plinto / Platea																								
(2) Trave																								
L (lato maggiore fondazione)	3,8	m																						
B (lato minore fondazione)	2,5	m																						
H (altezza fondazione)	0,5	m																						
l (lato maggiore dado)	0	m																						
b (lato minore dado)	0	m																						
h1 (altezza dado)	0	m																						
D (altezza terreno stabilizzante)	0,5	m																						
γ_{fon} (peso specifico fondazione)	25	kN/mc																						
γ_{terr} (peso spec. terreno sopra fond.)	19	kN/mc																						
α (angolo inclinazione fondazione > 0)	0	°																						
β (angolo inclinazione pendio > 0)	0	°																						
a_0/g (accelerazione sismica orizz.)	0,247																							
S (coeff. stratigrafico)	1,34																							
Punto Applicazione forze esterne	2																							
(1) Forze applicate a quota H+h1 - P1																								
(2) Forze applicate a quota fondo scavo - P2																								
Braccio Forze esterne	0,0	m																						
Volume cis fondazione	5	mc																						
Volume terreno sopra fondazione	0	mc																						
P.P.1 peso proprio fondazione (k)	119	kN																						
P.P.2 peso proprio terreno sopra fondazione (k)	0	kN																						
P.P.1 + P.P.2	119	kN																						
PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI DEL TERRENO																								
QUOTA FALDA DA P.C.																								
hw (quota falda da p.c. > 0)	0	m																						
TERRENO TIPO 1																								
γ_{k1} (peso specifico naturale terreno)	19	kN/mc																						
TERRENO TIPO 2																								
d2 (spessore strato)	10	m																						
ϕ'_{k2} (angolo di attrito)	35	°																						
c'k2 (coesione efficace)	0	kPa																						
Cu k2 (coesione non drenata)	0	kPa																						
γ_{k2} (peso specifico naturale)	19	kN/mc																						
G (modulo di elasticità trasversale)	16923	kPa																						
TERRENO TIPO 3																								
ϕ'_{k3} (angolo di attrito)	35	°																						
c'k3 (coesione efficace)	0	kPa																						
Cu k3 (coesione non drenata)	0	kPa																						
γ_{k3} (peso specifico naturale)	19	kN/mc																						
G (modulo di elasticità trasversale)	16923	kPa																						
			<table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr> <th colspan="3">TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$H_{c,uneo}$</td> <td>2,4</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>$\phi'_{k,eq}$</td> <td>35</td> <td>°</td> </tr> <tr> <td>$c'_{k,eq}$</td> <td>0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$Cu_{k,eq}$</td> <td>0</td> <td>kPa</td> </tr> <tr> <td>$\gamma_{k,eq}$</td> <td>19</td> <td>kN/mc</td> </tr> <tr> <td>G</td> <td>16923</td> <td>kPa</td> </tr> </tbody> </table>	TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA			$H_{c,uneo}$	2,4	m	$\phi'_{k,eq}$	35	°	$c'_{k,eq}$	0	kPa	$Cu_{k,eq}$	0	kPa	$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc	G	16923	kPa
TERRENO EQUIVALENTE DA MEDIA PESATA																								
$H_{c,uneo}$	2,4	m																						
$\phi'_{k,eq}$	35	°																						
$c'_{k,eq}$	0	kPa																						
$Cu_{k,eq}$	0	kPa																						
$\gamma_{k,eq}$	19	kN/mc																						
G	16923	kPa																						
TIPO DI VERIFICA																								
TIPO DI VERIFICA	1	⇒	VERIFICA DRENATA: PRESSIONE EFFICACE																					
(1) Drenata	DRENATA		$\phi'_{k,eq}$ 35 °																					
(2) Non Drenata			$c'_{k,eq}$ 0,3 kPa																					
			$Cu_{k,eq}$ 0 kPa																					
			$D \cdot \gamma$ 4,5 kPa contributo peso stabilizzante																					
			γ 9,0 kN/mc contributo forze di attrito																					
FORMULA PER IL CALCOLO DI N_y	2		RIEPILOGO VERIFICHE:																					
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN		(1) D.M. 17/01/2018																					
(2) Brinch - Hansen (1970)																								
(3) Vesic (1975)																								
(4) Spangler - Handy (1982)																								
FATTORI CORRETTIVI	2																							
(1) Meyerhof (1963)	BRINCH - HANSEN																							
(2) Brinch - Hansen (1970)																								
(3) Vesic (1970)																								
VERIFICA IN DIREZIONE	2																							
(1) Y (Momento M_{xx} e forza F_Y // B)	L																							
(2) X (Momento M_{yy} e forza F_X // L)																								
			<table border="1" style="font-size: small;"> <thead> <tr> <th></th> <th>qd (kPa)</th> <th>qmax (kPa)</th> <th>verifica</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>(1) SLE - RARA</td> <td>182</td> <td>140</td> <td style="color: red; text-align: center;">SI</td> </tr> <tr> <td>(4) A1+M1+R3</td> <td>238</td> <td>208</td> <td style="color: red; text-align: center;">SI</td> </tr> </tbody> </table>		qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica	(1) SLE - RARA	182	140	SI	(4) A1+M1+R3	238	208	SI									
	qd (kPa)	qmax (kPa)	verifica																					
(1) SLE - RARA	182	140	SI																					
(4) A1+M1+R3	238	208	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 25/09/2019
DESCRIZIONE Cassoni - Banchina - Condizione 2
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	D.M.14/01/2008 D.M.17/01/2018	<ul style="list-style-type: none"> - (1) SLE - RARA - (2) A1+M1+R1 - (3) A2+M2+R2 - (4) A1+M1+R3 - (5) SISMA 	Metodo TA D.M.11/03/1988
(1) D.M. 17/01/2018 (2) EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)				Approccio 1 comb. 1 D.M.14/01/2008 Approccio 1 comb. 2 D.M.14/01/2008
COMBINAZIONE	4	EC7	<ul style="list-style-type: none"> - (11) A1+M1+R1 - (12) A2+M2+R1 - (13) A1+M1+R2 - (14) A1+M2+R3 - (15) SISMA 	Approccio 1 comb. 1 Approccio 1 comb. 2 Approccio 2 Approccio 3

Tipo di carico	D.M.14/01/2008					EUROCODE 7 (UNI EN 1997-1:2005)			
	SLE	A1	A2	SISMA		A1	A2	SISMA	
Pesi propri	1,3	1,3	1,3	1		1,35	1,3	1	1
Permanenti strutturali	1,3	1,3	1,3	1		1,35	1,3	1	1
Permanenti non strutturali	1,5	1,5	1,3	1		1,35	1,3	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
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
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]	119
p.p.fond. + p.p.ter. (d) [kN]	154
N _d [kN]	1.246
Fy _d [kN]	0
Mx _d [kNm]	0
Fx _d [kN]	0
My _d [kNm]	366

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO ALLA BASE

N _{tot} [kN]	1.400
Fy _{tot} [kN]	0
Mx _{tot} [kNm]	0
Fx _{tot} [kN]	0
My _{tot} [kNm]	366
ex = Mx / N _{tot} (lungo lato B)	0,00
REAGENTE	0,42
ey = My / N _{tot} (lungo lato L)	0,26
REAGENTE	0,63

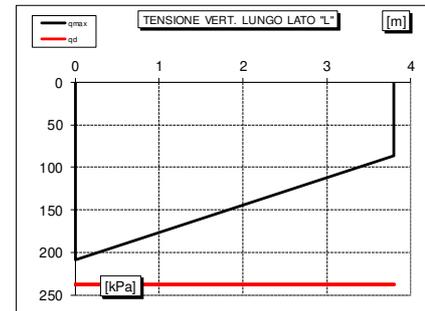
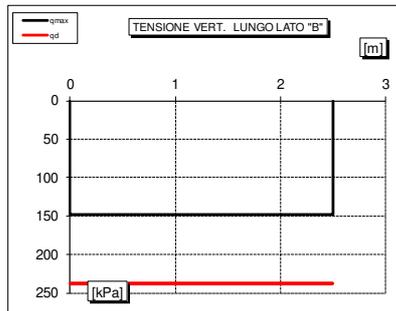
CARICHI CARATTERISTICI

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

CARICHI DI PROGETTO (Gd+Qd)

INSERIRE CARICHI!!!

	Gd + Qd
N [kN]	1.246
Fy [kN]	0
Mx [kNm]	0
Fx [kN]	0
My [kNm]	366



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	1	P
TIPO DI VERIFICA	1	DRENATA
CALCOLO DI N_y	2	BRINCH - HANSEN
FATTORI CORRETTIVI	2	BRINCH - HANSEN
DIREZIONE DI CALCOLO	2	L
FATTORI SISMICI	2	NO
PUNZONAMENTO		
Ir (indice di rigidezza)	1493	⇒ Fattori di punzamento = 1
Icr (indice critico)	161	
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	1,55	S _q	1,53	S _γ	0,69
Fattori inclinazione carico	BRINCH - HANSEN	⇒	I _c	1,00	I _q	1,00	I _γ	1,00
Fattori di approfondimento	BRINCH - HANSEN	⇒	D _c	1,08	D _q	1,12	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 punzamento	VESIC	⇒	Ψ _c	1,00	Ψ _q	1,00	Ψ _γ	1,00

(A) Componente per coesione - Nc [kPa]	23	⇒	q _{ult} (A+B+C)	547 kPa
(B) Componente per sovracc - Nq [kPa]	258		q _d (q _{ult} /FS)	238 kPa
(C) Componente per attrito - Nγ [kPa]	266		q _{ult} (q _{ult} x B' x L')	4.481 kN
			Q _d (Q _{ult} /FS)	1.948 kN

q _d (q _{ult} /FS)	=	238 kPa	>	q _{max}	=	208 kPa	VERIFICA CAP. PORTANTE SODDISFATTA
τ _d (τ _{ult} /FS)	=	94 kPa	>	τ _{max}	=	0 kPa	VERIFICA SCORRIMENTO SODDISFATTA

La verifica agli SLU risulta soddisfatta in quanto la capacità portante risulta pari a 238 kPa > 208 kPa agenti

7.7 CEDIMENTI

7.7.1 Condizione 1 - cedimenti

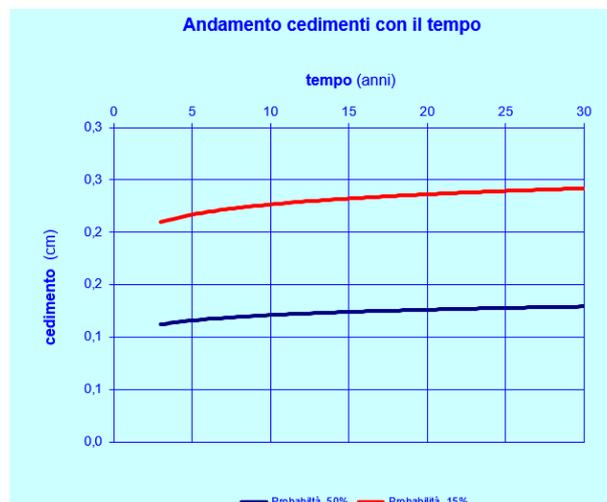
Il cedimento stimato calcolato con il metodo di Burland-Burbidge per la condizione 1 è di circa 1 mm per una pressione di 98 kPa nel caso della fondazione sui depositi sabbiosi. I cedimenti differenziali sono quindi contenuti e accettabili.

METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione	2,5	(m)		
L	lunghezza della fondazione	3,8	(m)		
z_w	profondità della falda da piano campagna	0,00	(m)		
h_f	quota della fondazione da piano campagna	4,00	(m)		
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	98	(kPa)		
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	15	(%)		
R₃; R_t	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)		
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	50	(anni)		
OCR	grado di sovraconsolidazione	1,0	(-)		

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghialosa; Ghiaia = 2
1	0,0	1,0	19,0	68	1
2	2,0	1,5	19,0	67	1
3	3,0	2,0	19,0	61	1
4	2,5	3,0	19,0	63	1
5	2,5	4,0	19,0	63	1

ΔH	spessore strato i-esimo
H	quota del letto strato i-esimo
γ _n	peso di volume naturale
N _{SPT}	numero di colpi/piede

RISULTATI			
	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0,1	0,0	0,1
Probabilità 15%	0,2	0,1	0,2
Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione):			1,91 (m)



7.7.1 Condizione 2 - cedimenti

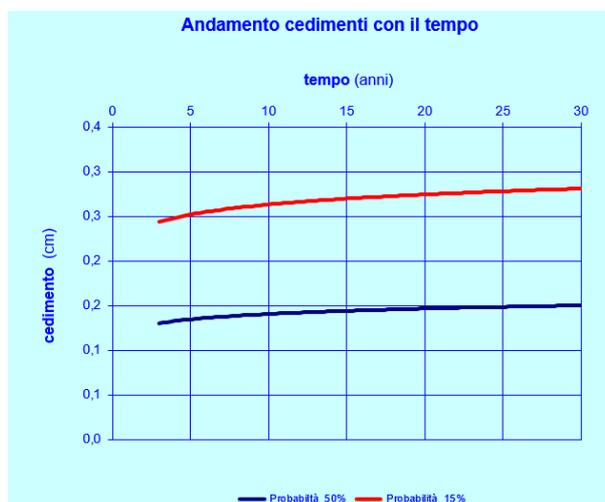
Il cedimento stimato calcolato con il metodo di Burland-Burbidge per la condizione 2 è di circa 2 mm per una pressione di 110 kPa nel caso della fondazione sui depositi sabbiosi. I cedimenti differenziali sono quindi contenuti e accettabili.

METODO BURLAND-BURBIDGE					
DATI DI INGRESSO					
B	larghezza della fondazione	2,5	(m)		
L	lunghezza della fondazione	3,8	(m)		
z_w	profondità della falda da piano campagna	0,00	(m)		
h_f	quota della fondazione da piano campagna	4,00	(m)		
q'	pressione efficace lorda alla quota d'imposta della fondazione	110	(kPa)		
p	probabilità che il cedimento superi quello calcolato (valore max < 100%)	15	(%)		
R₃; R	fattori di carico: 0 = carichi statici, 1 = carichi pulsanti	0	(-)		
t	Istante di tempo nel quale si vuole calcolare il cedimento a lungo termine (t > 3 anni)	50	(anni)		
OCR	grado di sovraconsolidazione	1,0	(-)		

n° strato	ΔH (m)	H (m)	γ _n (kN/m ³)	N _{SPT} (colpi / piede)	Sabbie limose = 0 Sabbie = 1 Sabbia-Ghiaiosa; Ghiaia = 2
1	0,0	1,0	19,0	68	1
2	2,0	1,5	19,0	67	1
3	3,0	2,0	19,0	61	1
4	2,5	3,0	19,0	63	1
5	2,5	4,0	19,0	63	1

ΔH spessore strato i-esimo
H quota del letto strato i-esimo
γ_n peso di volume naturale
N_{SPT} numero di colpi/piede

RISULTATI			
	Cedimento immediato (cm)	Cedimento al tempo t (cm)	Cedimento totale (cm)
Probabilità 50%	0,1	0,1	0,2
Probabilità 15%	0,2	0,1	0,3
Profondità significativa (diffusione di q' al di sotto del piano di fondazione):			1,91 (m)



8 VASCA INTERRATA PER ALLOGGIO SERBATOI

8.1 MATERIA

Vasca:

- Calcestruzzo C35/45
- Acciaio B450C

Terreno:

- $\varnothing = 35^\circ$
- $c_u = 0$

8.2 CARICHI

Le condizioni elementari di carico sono: peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali, spinta del terreno, spinta dell'acqua.

8.2.1 Pesì Propri

pesi propri degli elementi strutturali e i carichi permanenti sono dettati in funzione del peso specifico del materiale:

- $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_r = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

I carichi permanenti dei serbatoi non sono conteggiati, a favori di sicurezza.

8.2.2 Carichi accidentali

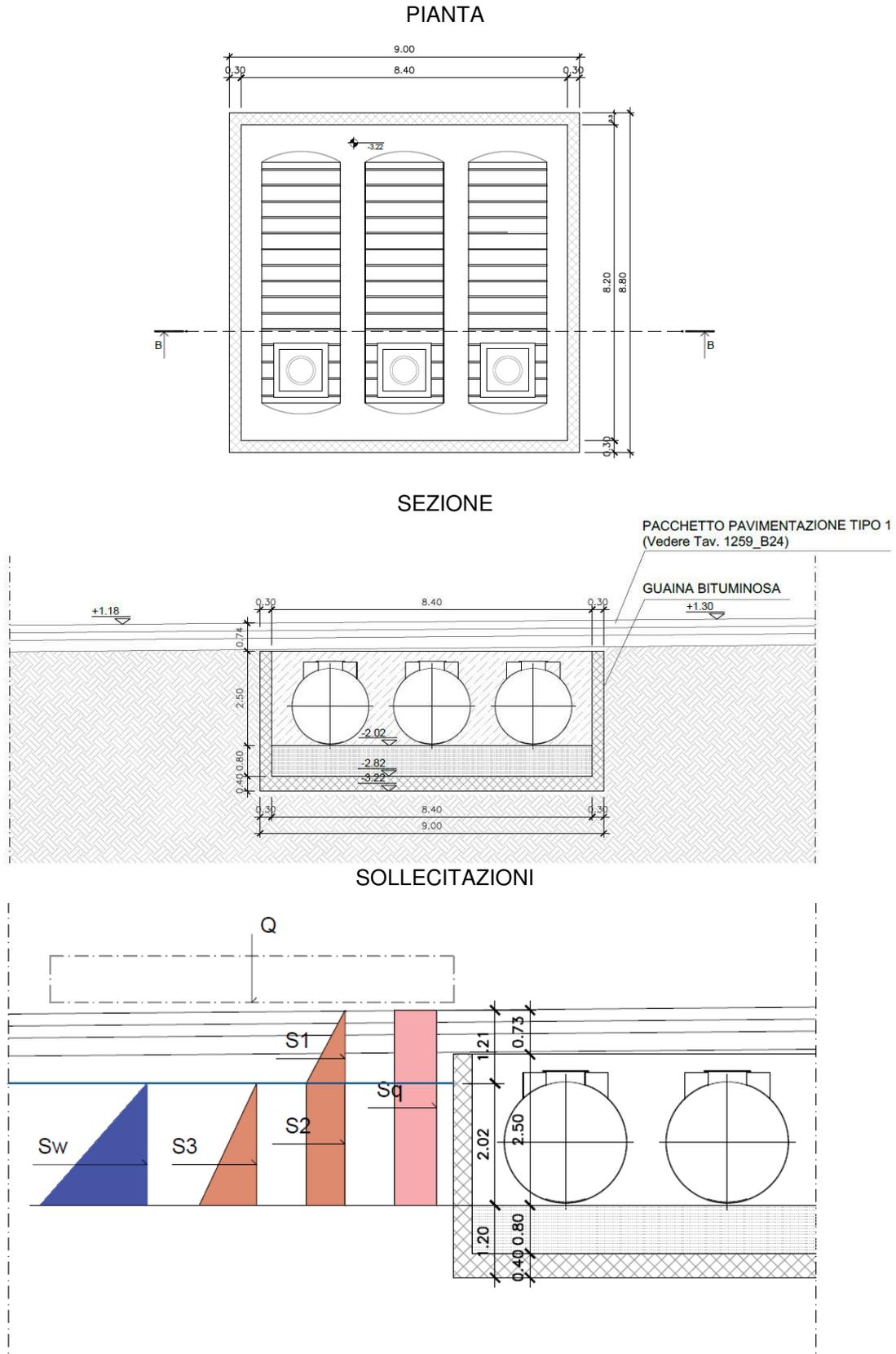
I carichi accidentali sono relativi alla presenza di mezzi pesanti a livello del piano finito

- $Q = 20 \text{ kN/m}^2$

8.3 VERIFICHE STRUTTURALI

8.3.1 Muro perimetrale

Di seguito si riportano le geometrie del manufatto e le sollecitazioni agenti sui muri perimetrali.



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro_Vasca_serbatoi

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	3
2	10,18	27

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

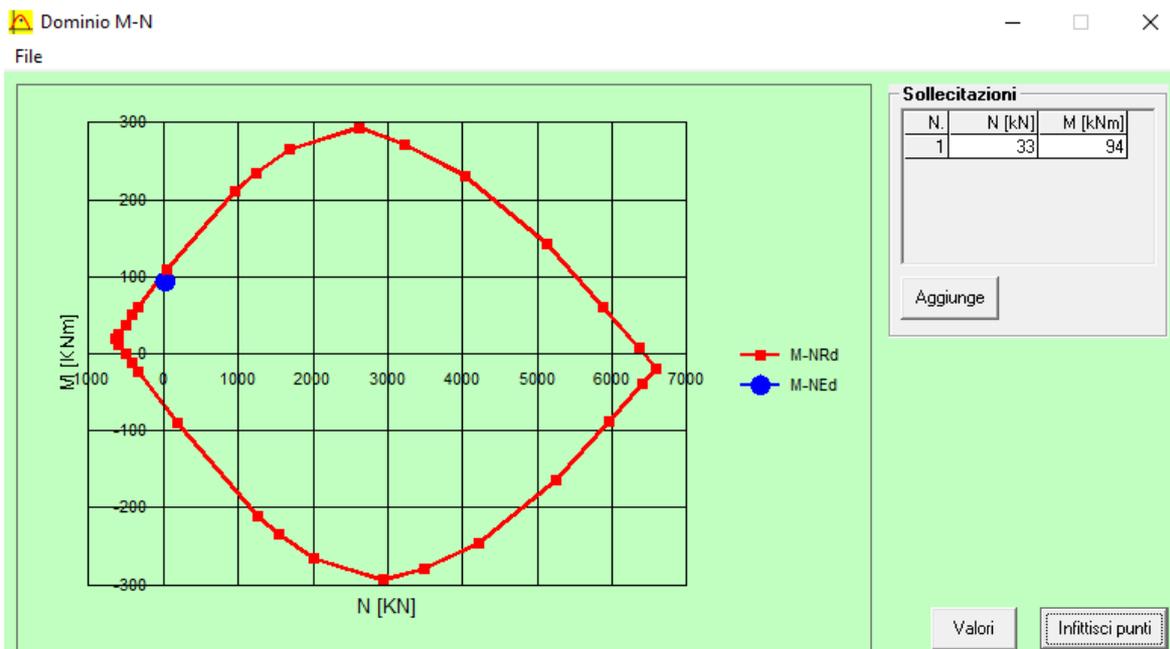
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 Precompresso



Armando il setto con n° 1 Φ 18 ogni 200 mm nella sezione tesa e n° 1 Φ 14 ogni 200 mm le verifiche risultano soddisfatte.

VERIFICA A TAGLIO - Rif. DM 14/01/2008

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	
resistenza cubica caratt. a compressione	R_{ck}	45,00	MPa
resistenza cilindrica caratt. a compressione	f_{ck}	35,00	MPa
coeff. riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85	
coeff. parziale per resistenze SLU	γ_M	1,50	
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	19,83	MPa
resistenza di calcolo a compressione ridotta	f'_{cd}	9,92	MPa

Acciaio da c.a.

tipo di acciaio		B450C	
resistenza caratt. a snervamento	f_{yk}	450,00	MPa
resistenza caratt. a rottura	f_{tk}	540,00	MPa
coeff. parziale per le resistenze SLU	γ_M	1,15	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa

GEOMETRIA DELLA SEZIONE

larghezza minima	b_w	100	cm
altezza	h	30	cm
copriferro al centro barra	c	3	cm
altezza utile	d	27,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3000,00	cm ²

SOLLECITAZIONI

sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	81	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0	kN

AREA ARMATURA LONGITUDINALE TESA

	n° barre	ϕ [mm]	A_{SL} [cm ²]
armatura longitudinale tesa	4	18	10,179
	0	0	0,000
	0	0	0,000
		$A_{SL,tot}$	10,179

RESISTENZA DI ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO

Sollecitazioni

sforzo di taglio sollecitante	V_{Ed}	81,00	kN
sforzo assiale sollecitante (+ comp, - traz)	N_{Ed}	0,00	kN

Geometria della sezione

larghezza minima	b_w	100,00	cm
altezza	h	30,00	cm
copriferro al centro barra	c	3,00	cm
altezza utile	d	27,00	cm
area totale di calcestruzzo	A_c	3000,00	cm ²

Resistenza a taglio

classe di resistenza del calcestruzzo		C35/45	
resistenza cilindrica caratt. a compressione	f_{ck}	35,00	MPa
resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	19,83	MPa
tipo di acciaio		B450C	
resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30	MPa
armatura longitudinale tesa	$A_{SL,tot}$	10,179	cmq
$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$	k	1,86	
$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0,53	MPa
$\rho_L = A_{SL} / (b_w \times d) \leq 0,02$	ρ_L	0,0038	
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0,2 \times f_{cd}$	σ_{cp}	0,00	MPa
limite inferiore della resistenza a taglio	$V_{Rd,min}$	141,90	kN

Resistenza a taglio senza armatura speci V_{Rd} 142,46 kN

≥ V_{Ed} - VERIFICATO

OK
OK

Non è necessaria armatura resistente al taglio.

8.3.1.2 Verifica SLE a fessurazione

Si riporta la verifica a fessurazione della sezione nel programma di calcolo PresFle della Concrete. I carichi sollecitanti sono i seguenti:

- Momento flettente $M = 68$ kNm/m
- Sforzo assiale $N = 25$ kN/m
- Taglio $T = 60$ kN/m

Valutazione delle tensioni nella famiglia SLE

Comb.	M_x (daN*cm)	M_y (daN*cm)	N (daN)	sc,max (daN/cm ²)	sf,max (daN/cm ²)	sp,min (daN/cm ²)	sp,max (daN/cm ²)
1	-680000	0	-2500	-72.1	2714.9	0.0	0.0

Verifiche a fessurazione

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

M_x	M_y	N	E_s/E_c	W_m (mm)	W_k (mm)	S_m (mm)	Epsilon	fctd	K1	K2	Beta1	Beta2
-680000	0	-2500	15	0.2644	0.2644	294	9.0018E-04	14.1	0.4	0.5	1	0.8

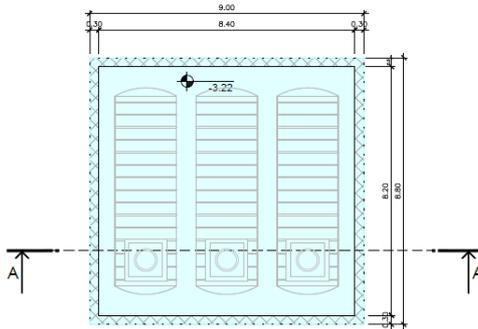


Si evince che con un momento sollecitante di 68 kNm/m, la sezione ha una ampiezza di fessura di 0.26 mm < $w_2 = 0.3$ mm in combinazione quasi permanente. Si considera quindi sempre verificato lo stato limite di fessurazione.

8.4 VERIFICA A SOLLEVAMENTO

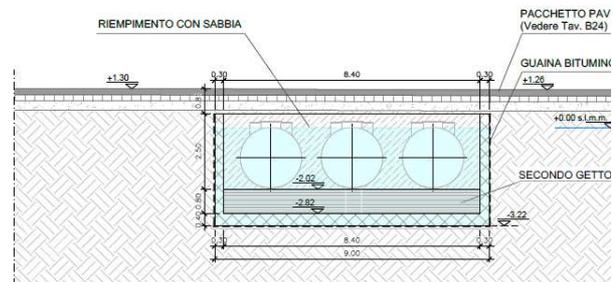
1 - VASCA SERBATOI

Scala 1:100



SEZIONE A-A

Scala 1:100



1 - VASCA SERBATOI						
DATI						
PESI SPECIFICI			ZAVORRA			
γ_{cls}	25,00	kN/mc	L	8,80	m	
$\gamma_{acqua\ mare}$	10,10	kN/mc	B	9,00	m	
$\gamma_{terreno}$	19,00	kN/mc	H	1,20	m	
γ'	20,00	kN/mc	MURI			
$\gamma_{zavorra}$	24,00	kN/mc	A	10,32	mq	
POSA			H	2,50	m	
Quot estrad (PC)	0,30	m	s	0,30	m	
Quot impos (PC)	4,50	m	SERBATOI			
			P vuoto		kN	
FALDA			TERRENO RICOPRIMENTO			
falda (PC)	1,30	m	H terreno		m	
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	8,80	9,00	1,20	79,20	2280,96
Peso immerso	1,00			3,20	79,20	2559,74
Peso Muri	1,00			2,50	10,32	645,00
Peso Serbatoi	0,00					0,00
Peso Terreno int	1,00			0,50	28,65	272,18
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,01

Nel calcolo si è preso in considerazione un riempimento di sabbia per un'altezza di 50 cm e, a favore di sicurezza, si sono assunti nulli i pesi propri dei serbatoi.

Dal rapporto tra carichi stabilizzanti (peso manufatto e zavorra) e carichi instabilizzanti (sottospinta idraulica) si ottiene un valore pari a 1.01 e si evince quindi che la verifica a sollevamento risulta soddisfatta.

9 VERIFICHE AL SOLLEVAMENTO DELLE ZAVORRE IN C.A.

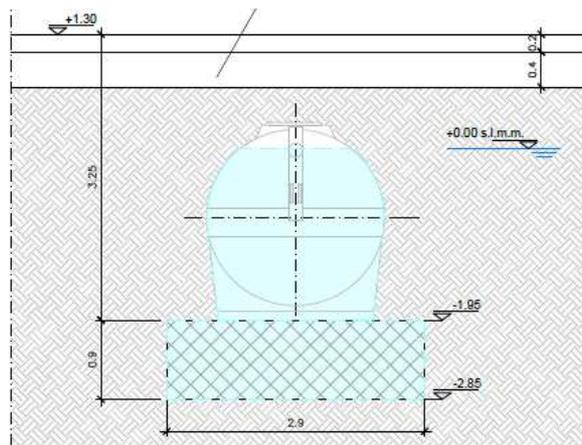
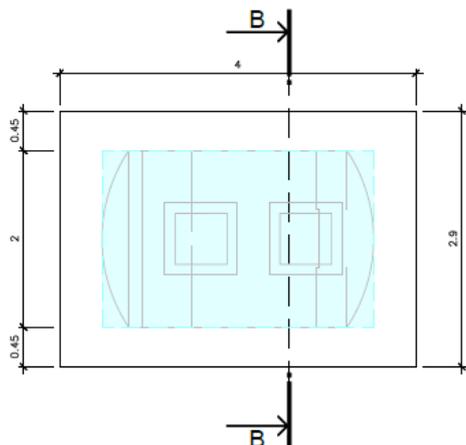
Nel presente capitolo vengono proposte le verifiche al sollevamento per la struttura contenente l'impianto biologico, di ossidazione, di accumulo e disoleatore. La teoria alla base del calcolo è stata descritta precedentemente al paragrafo 7.5.1.

Le immagini sono presenti sono estratte dalla tavola "B29_Vasca e Zavorre".

9.1 IMPIANTO BIOLOGICO/OSSIDAZIONE

2 - PIANTA IMPIANTO BIOLOGICO
4 - PIANTA IMPIANTO OSSIDAZIONE

SEZIONE B-B



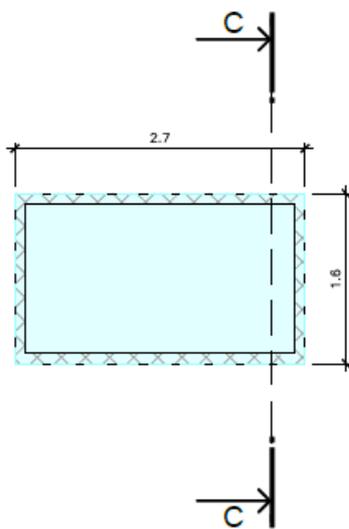
2 - 4 IMPIANTO BIOLOGICO/OSSIDAZIONE						
DATI						
PESI SPECIFICI			ZAVORRA			
γ_{cls}	25,00	kN/mc	L	2,90	m	
$\gamma_{acqua\ mare}$	10,10	kN/mc	B	4,00	m	
$\gamma_{terreno}$	19,00	kN/mc	H	0,90	m	
γ'	20,00	kN/mc	ZONA IMMERSA			
$\gamma_{zavorra}$	24,00	kN/mc	A	6,17		
FALDA			L	3,05		
falda (PC)	1,30	m				
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	2,90	4,00	0,90	11,60	250,56
Peso immerso	1,00		3,05		6,17	190,07
Peso Serbatoi	1,00					6,57
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,10

La verifica risulta soddisfatta con una zavorra di altezza 0.9 m.

9.2 VASCA DI ACCUMULO INTERRATO

3 - PIANTA VASCA ACCUMULO

SEZIONE C-C

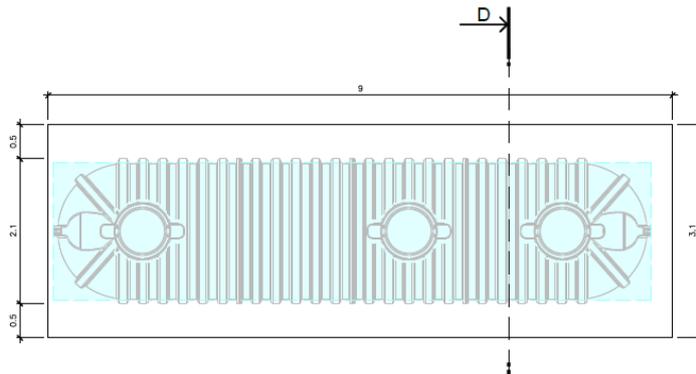


3 - VASCA DI ACCUMULO INTERRATO						
DATI						
PESI SPECIFICI			ZAVORRA			
γ_{ds}	25,00	kN/mc	L	2,70	m	
$\gamma_{acqua\ mare}$	10,10	kN/mc	B	1,60	m	
$\gamma_{terreno}$	19,00	kN/mc	H	0,30	m	
γ'	20,00	kN/mc	ZONA IMMERSA			
$\gamma_{zavorra}$	24,00	kN/mc	A	0,96		
FALDA			L	2,70		
falda (PC)	1,30	m				
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	2,70	1,60	0,30	4,32	31,10
Peso immerso	1,00		2,70		0,96	26,18
Peso Setti	1,00			1,60	0,81	32,40
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,87

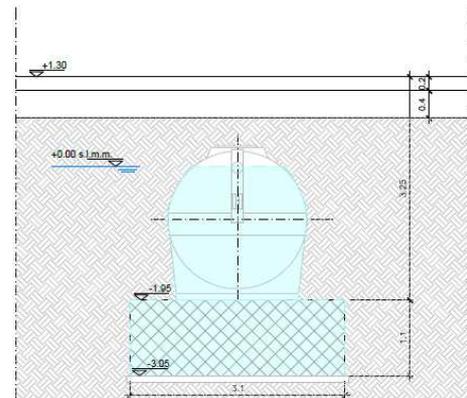
La verifica risulta soddisfatta con una zavorra di altezza 0.3 m.

9.3 SERBATOIO DI ACCUMULO

5 - PIANTA SERBATOIO DI ACCUMULO



SEZIONE D-D



5 - SERBATOIO DI ACCUMULO						
DATI						
PESI SPECIFICI			ZAVORRA			
γ_{cls}	25,00	kN/mc	L	9,00	m	
$\gamma_{acqua\ mare}$	10,10	kN/mc	B	3,10	m	
$\gamma_{terreno}$	19,00	kN/mc	H	1,10	m	
γ'	20,00	kN/mc	ZONA IMMERSA			
$\gamma_{zavorra}$	24,00	kN/mc	A	6,98		
FALDA			L	8,63		
falda (PC)	1,30	m				
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	9,00	3,10	1,10	27,90	736,56
Peso immerso	1,00		8,63		6,98	607,87
Peso Serbatoi	1,00					18,87
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,01

La verifica risulta soddisfatta per una zavorra di altezza 1.10 m.

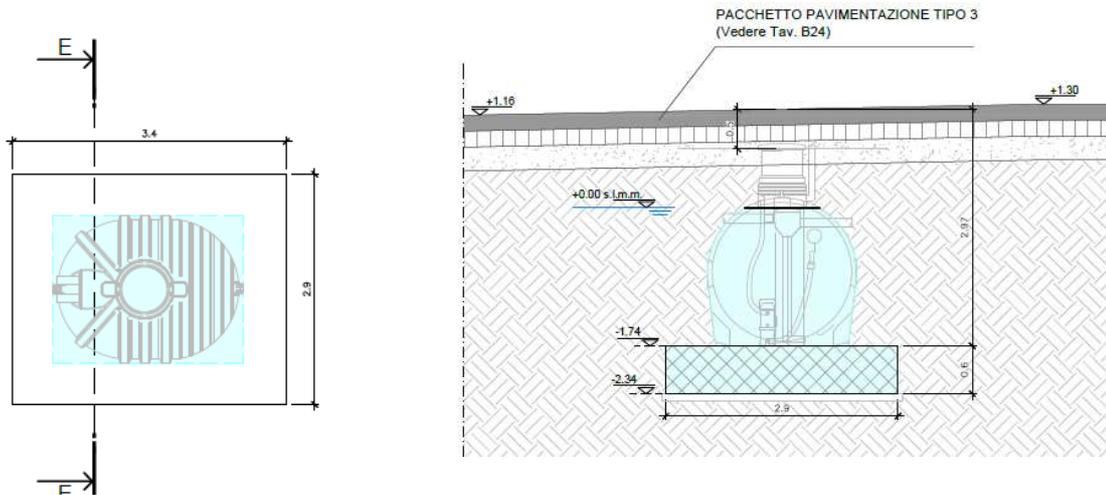
9.4 LOCALE INTERRATO GRUPPO DI PRESSURIZZAZIONE E IMPIANTO ASPIRAZIONE

Congruentemente con lo scavo del precedente paragrafo (serbatoio di accumulo) si individua una fondazione di altezza pari a 1.10 m sia per il locale interrato - gruppo di pressurizzazione, sia per l'impianto di aspirazione.

9.5 SERBATOIO DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE - 5000 LT

9 - PIANTA SERBATOIO DI ACCUMULO
ACQUE METEORICHE - 5000 LT

SEZIONE E-E



9 - SERBATOIO ACQUE PIOVANE 5000 It						
DATI						
PESI SPECIFICI			ZAVORRA			
γ_{ds}	25,00	kN/mc	L	3,40	m	
$\gamma_{acqua\ mare}$	10,10	kN/mc	B	2,90	m	
$\gamma_{terreno}$	19,00	kN/mc	H	0,60	m	
γ'	20,00	kN/mc	ZONA IMMERSA			
$\gamma_{zavorra}$	24,00	kN/mc	A	4,66		
FALDA			L	2,37		
falda (PC)	1,30	m				
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	3,40	2,90	0,60	9,86	141,98
Peso immerso	1,00		2,37		4,66	111,47
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,04

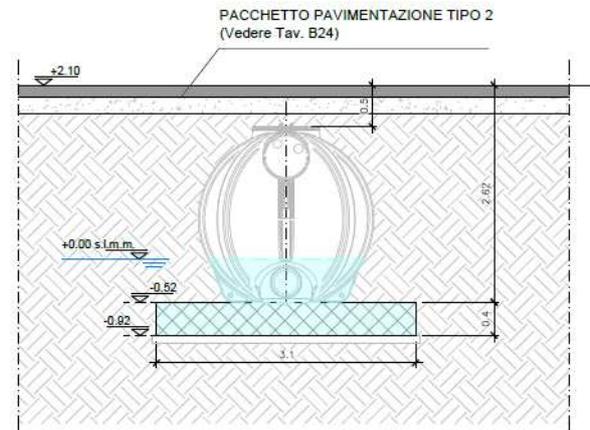
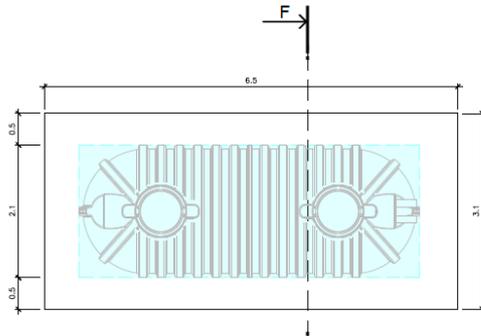
La verifica risulta soddisfatta per una zavorra di altezza 0.60 m.

Nota: non si è tenuto conto, a favore di sicurezza, del peso del serbatoio

9.6 SERBATOIO DI RACCOLTA ACQUE METEORICHE - 15000 LT

10 - PIANTA SERBATOIO DI ACCUMULO ACQUE
METEORICHE - 15000 LT

SEZIONE F-F



10 - SERBATOIO ACQUE PIOVANE 15000 lt						
DATI						
PESI SPECIFICI			ZAVORRA			
γ cls	25,00	kN/mc		L	6,50	m
γ acqua mare	10,10	kN/mc		B	3,10	m
γ terreno	19,00	kN/mc		H	0,40	m
γ'	20,00	kN/mc		ZONA IMMERSA		
γ zavorra	24,00	kN/mc		A	2,39	
FALDA				L	5,36	
falda (PC)	1,30	m				
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	6,50	3,10	0,40	20,15	193,44
Peso immerso	1,00		5,36		2,39	129,37
Peso serbatoio						0,00
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,22

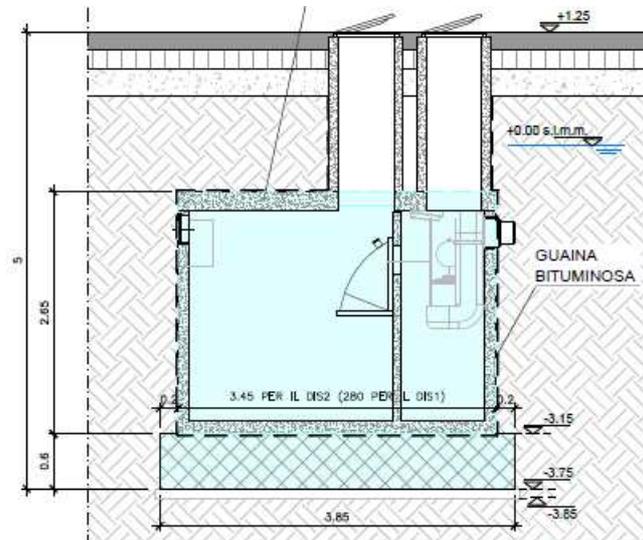
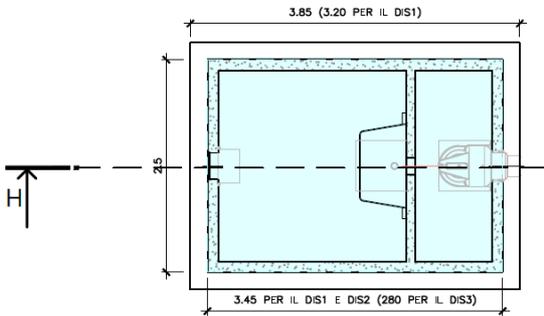
La verifica risulta soddisfatta per una zavorra di altezza 0.40 m.

Nota: non si è tenuto conto, a favore di sicurezza, del peso del serbatoio

9.7 DISOLEATORE

- 11 - PIANTA DISOLEATORE DS1
- 12 - PIANTA DISOLEATORE DS2
- 13 - PIANTA DISOLEATORE DS3

SEZIONE H-H



11 - 12 PLATEA PER DISOLEATORE DIS 1-2						
DATI						
PESI SPECIFICI			PREFABBRICATO			
γ cls	25,00	kN/mc		L	3,45	m
γ acqua mare	10,10	kN/mc		B	2,50	m
γ terreno	19,00	kN/mc		H	2,65	m
γ'	20,00	kN/mc		Peso	135	kN
γ zavorra	24,00	kN/mc		ZAVORRA		
POSA				L	3,85	m
Quot estrad (PC)	1,75	m		B	2,50	m
Quot impos (PC)	5,00	m		H	0,60	m
FALDA						
falda (PC)	1,30	m				
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	4,25	2,90	0,60	12,33	177,48
Peso immerso	1,00					305,54
Peso Prefabbricato	1,00					135,00
Peso terreno	1,00			0,60	7,905	90,12
Peso terreno sat	1,00			0,45	7,905	71,15
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,22

13 - PLATEA PER DISOLEATORE DIS 3						
DATI						
PESI SPECIFICI			PREFABBRICATO			
γ cls	25,00	kN/mc		L	2,80	m
γ acqua mare	10,10	kN/mc		B	2,50	m
γ terreno	19,00	kN/mc		H	2,65	m
γ '	20,00	kN/mc		Peso	120	kN
γ zavorra	24,00	kN/mc		ZAVORRA		
POSA				L	3,20	m
Quot estrad	1,75	m		B	2,90	m
Quot impos	5,00	m		H	0,60	m
FALDA						
falda (PC)	1,30	m				
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	3,20	2,90	0,60	9,28	133,63
Peso immerso	1,00					243,59
Peso Prefabbricato	1,00					120,00
Peso terreno	1,00			0,60	6,28	71,59
Peso terreno sat	1,00			0,45	6,28	56,52
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,23

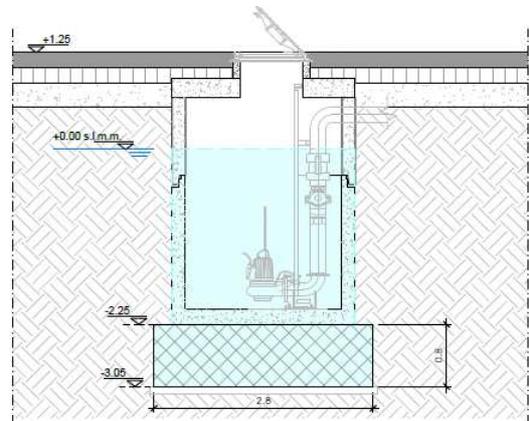
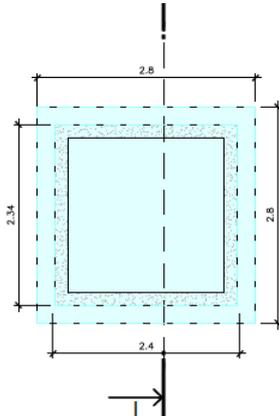
Le verifiche dei disoleatori risultano soddisfatte per un'altezza delle zavorre pari a 60 cm.

Nota: Nella verifica si è considerato un peso permanente del terreno, corrispondente ad un'altezza rispetto all'estradosso della copertura di 1 m.

9.8 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO S1-S2-S3

13-14-15 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO

SEZIONE I-I



13 - 14 - 16 STAZIONE DI SOLLEVAMENTO S1 - S2 - S3						
DATI						
PESI SPECIFICI			ZAVORRA			
γ cls	25,00	kN/mc		L	2,80	m
γ acqua mare	10,10	kN/mc		B	2,80	m
γ terreno	19,00	kN/mc		H	0,80	m
γ'	20,00	kN/mc		ZONA IMMERSA		
γ zavorra	24,00	kN/mc		A	7,57	
FALDA				L	2,80	
falda (PC)	1,30	m				
PESI						
	n°	b [m]	l [m]	h [m]	A [mq]	P [kN]
Zavorra	1,00	2,80	2,80	0,80	7,84	150,53
Peso immerso	1,00		2,80		7,57	214,02
Peso prefabbricato platea	1,00			0,20	5,48	27,38
Peso prefabbricato muri	1,00			2,72	1,47	99,96
VERIFICHE						
VERIFICA A SOLLEVAMENTO (UPL)						
FS						1,06

La verifica risulta soddisfatta per una zavorra di altezza 0.80 m.

10 MURO DI SOSTEGNO PERIMETRALE

10.1 TEORIA - NTC2018

10.1.1 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 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.

10.1.2 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.

10.2 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

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

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

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

*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;

10.2.1 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.

10.3 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 addizionale definito come segue.

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

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

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

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

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.

10.4 DESCRIZIONE DEL METODO DI CALCOLO DELLA PORTANZA

La capacità portante viene valutata attraverso la formula di Meyerhof per la quale, in caso di carico verticale, risulta

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

mentre, in caso di carico inclinato, risulta

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

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;

q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante;

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

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

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

Per la teoria di Meyerhof i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg\phi ; \quad N_q = tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{(\pi \cdot tg\phi)} ; \quad N_\gamma = (N_q - 1) \cdot tg(1.4 \cdot \phi)$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \frac{B}{L} ; \quad s_q = 1 + 0.1 \cdot tg^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \frac{B}{L} ; \quad s_\gamma = s_q$$

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot tg\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \frac{D}{B_f} ; \quad d_q = 1 + 0.1 \cdot tg\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \frac{D}{B_f} ; \quad d_\gamma = d_q$$

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2 ; \quad i_q = i_c ; \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$$

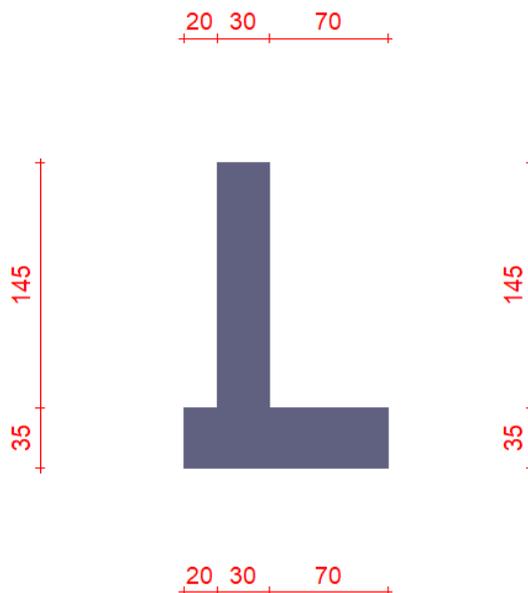
nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

ϕ = angolo di attrito dello strato di fondazione;
 θ = inclinazione della risultante sulla verticale;
D = profondità della fondazione.

* in presenza di inclinazione dei carichi elevata, a favore di sicurezza, non sono stati usati i coeff. s_i insieme a i_i .

** nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) si assume: $s_q = 1$; $s_\gamma = 1$; $d_q = 1$; $d_\gamma = 1$; $i_\gamma = 0$.

10.5 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI DEI MURI DI SOSTEGNO



10.6 ANALISI DEI CARICHI

10.6.1 Peso proprio

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

10.6.2 Carichi accidentali

Nelle verifiche si considera un carico uniformemente distribuito pari a 10 kN/m².

10.6.3 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.

10.6.4 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:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0.094$$
$$k_v = \pm 0.5k_h = 0.047$$

10.6.5 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 +0.50 m slmm (magrone a quota +0.4 m slmm).

10.6.6 Rappresentazione analitica

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

Ingombro Globale

Larghezza totale del muro	120 cm
Altezza totale del muro	180 cm
Peso specifico del muro	2500 daN/m ³
Peso specifico delle falde	1000 daN/m ³

Paramento

Base inf.	30 cm
Base sup.	30 cm
Altezza	145 cm
Disassamento	0 cm

Mensola sinistra di fondazione

Larghezza	20 cm
Alt.interna	35 cm
Alt.esterna	35 cm
Disassamento	0 cm

Mensola Sinistra Di Fondazione

Larghezza	70 cm
Alt.interna	35 cm
Alt.esterna	35 cm
Disassamento	0 cm

10.6.7 Caratteristiche dei terreni

Significato dei simboli e unità di misura:

Gsat: Peso specifico saturo del terreno, utilizzato nelle zone immerse (daN/m³)

Gnat: Peso specifico naturale del terreno, utilizzato nelle zone non immerse (daN/m³)

Fi: Angolo di attrito interno del terreno (deg)

C': Coesione drenata del terreno (daN/cm²)

Cnd: Coesione non drenata del terreno (daN/cm²)

Delta: Angolo di attrito all'interfaccia terreno/paramento (deg)

AI: Adesione della coesione all'interfaccia terreno/cls (-)

OCR: Coefficiente di sovraconsolidazione del terreno (-)

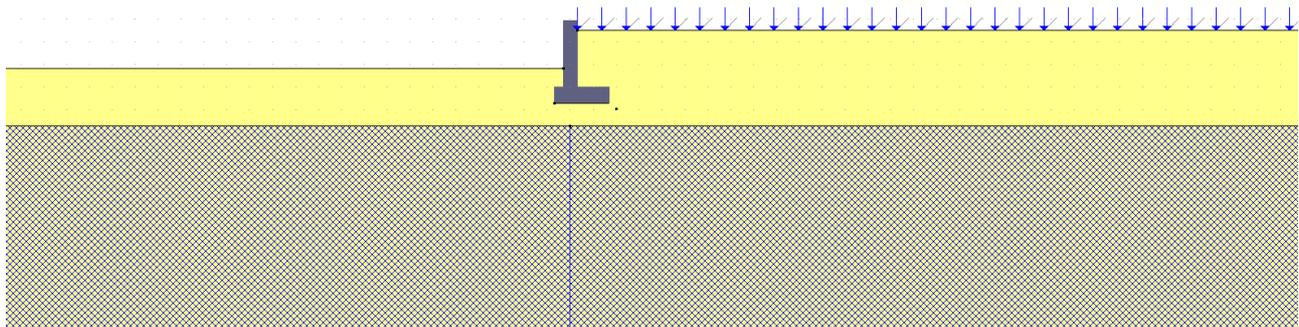
Ko: Coefficiente di spinta a riposo del terreno (-)

E: Modulo elastico longitudinale del terreno (daN/cm²)

G: Modulo elastico tangenziale del terreno (daN/cm²)

Perm: Permeabilità del terreno (cm/sec)

N	Denominazione	Gsat	Gnat	Fi	C'	Cnd	Delta	AI	OCR	Ko	E	G
1	Sabbia	2100	1800	35.00	0.000	0.000	23.30	0.00	1.00	0.43	400	150



10.6.8 Carichi uniformi

Comp.permanente di carico uniforme a monte	0.00 daN/cm ²
Comp.variabale di carico uniforme a monte	-0.10 daN/cm ²

10.6.9 Tensioni trasmesse sul terreno

Moltiplicatore spinta passiva per equilibrio	1
Pressione limite sul terreno per abbassamento	2.5 daN/cm ²
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	19.6 cm (comb. STR-1)
Momento rispetto al baricentro della fondazione	-212 daN cm (comb. SIS-1)
Larghezza reagente minima in fondazione	120 cm (comb. STR-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di valle	0.24 daN/cm ² (comb. SIS-1)
Tensione max sul terreno allo spigolo di monte	0.85 daN/cm ² (comb. STR-4)

10.6.10 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	0.40
Coefficiente di attrito di progetto terreno-fondazione	0.43
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	44 daN
Sforzo tangenziale positivo all'intradosso della fondazione	0 daN
Sforzo tangenziale negativo all'intradosso della fondazione	13 daN
Coefficiente parziale gammaR scorrimento	1
Coefficiente limite verifica alla traslazione	1
Coefficiente di sicurezza alla traslazione	1.47

10.6.11 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	590 daN cm
Momento stabilizzante rispetto a spigolo di valle	-2542 daN cm
Coefficiente parziale gammaR ribaltamento	1
Coefficiente limite verifica al ribaltamento	1
Coefficiente di sicurezza al ribaltamento	4.31

10.6.12 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	75 cm
Sovraccarico agente sul piano di posa	0.135 daN/cm ²
Angolo di attrito di progetto del suolo di fondazione	35 °
Peso specifico di progetto del suolo di fondazione	0.00158 daN/cm ³
Inclinazione della risultante rispetto alla normale	16.3 °
Base efficace	97 cm
Carico tangenziale al piano di posa	13 daN/cm

Carico di progetto della fondazione (normale al P.P.)	44.2 daN/cm
Carico ultimo della fondazione	307 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	5.78

Tabella dei coefficienti di capacità portante

Coefficienti	Coesione	Sovraccarico	Attrito
Coefficienti di capacità portante	$N_c= 46$	$N_q= 33$	$N_g= 34$
Coefficienti di forma	$s_c= 1$	$s_q= 1$	$s_g= 1$
Coefficienti di profondità	$d_c= 1.25$	$d_q= 1.16$	$d_g= 1$
Coefficienti di inclinazione del carico	$i_c= 0.44$	$i_q= 0.45$	$i_g= 0.32$