



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Occidentale

Porti di Palermo,  
Termini Imerese, Trapani,  
Porto Empedocle

# AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEL MARE DI SICILIA OCCIDENTALE

PORTO DI PALERMO - Lavori di completamento per la messa in sicurezza del bacino  
di carenaggio 150.000 tpl - 1° lotto funzionale – CUP: I77G19000070007.

## PROGETTO DEFINITIVO

### PROGETTISTA E COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN PROGETTAZIONE:



via AUSONIA, 58 - 30015 CHIOGGIA (VE) Tel. (041)4967286

Progettista incaricato e coordinatore:  
Cirillo Dott. Ing. FONTOLAN

Iscritto all' ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI VENEZIA AL N. 2376

Firma: \_\_\_\_\_



### RUP:

Ing. Salvatore Acquista

### Progettazione specialistica:

Studi Ambientali



### CODICE:

A.STR.01

OGGETTO: Loto A - Demolizione pennello esistente interferente con ingresso/uscita navi dal nuovo bacino da 150.000 tpl - Demolizione "avanti scalo" sommerso e dragaggio fondali

## RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE

SCALA:

DATA: 04-01-2021

Revisione: 00

### SPAZIO PER I VISTI:

# **Autorità di Sistema Portuale del Mare di Sicilia Occidentale**

**COMUNE PALERMO  
PROVINCIA DI PALERMO**

## **LAVORI DI COMPLETAMENTO PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL BACINO DI CARENAGGIO 150.000 TPL 1° LOTTO FUNZIONALE**

**LOTTO A – Demolizione pennello esistente interferente con  
ingresso/uscita navi dal nuovo bacino da 150.000 tpl –  
demolizione “avanti scalo” sommerso e dragaggio fondali**

### **PROGETTO DEFINITIVO**

## **RELAZIONE TECNICA SULLE STRUTTURE**

**Rev.00**

## **INDICE**

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>STATO DI PROGETTO E FUNZIONALITA' DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>STRUTTURE E OPERE D'ARTE .....</b>	<b>4</b>
3.1	PREMESSA E DESCRIZIONE DELLE OPERE .....	4
3.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
3.3	GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO ED ANALISI .....	6
3.4	ASPETTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI.....	6
3.4.1	<i>Caratterizzazione del terreno.....</i>	<i>6</i>
3.4.2	<i>Tipologia del terreno secondo NTC 2018.....</i>	<i>8</i>
3.5	DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DELLE OPERE.....	8
3.5.1	<i>Azione verticale del cassone .....</i>	<i>8</i>
3.5.2	<i>Calcolo della capacità portante del micropalo.....</i>	<i>12</i>
3.5.3	<i>Calcolo della rigidezza assiale del micropalo .....</i>	<i>16</i>
3.5.4	<i>Calcolo della capacità portante del micropalo lato acciaio.....</i>	<i>18</i>
3.5.5	<i>Dimensionamento fissaggio soletta – cassone .....</i>	<i>19</i>
3.5.6	<i>Verifica nuova soletta .....</i>	<i>20</i>

## **1 PREMESSA**

Il presente elaborato fa parte della documentazione del Progetto Definitivo redatto, ai sensi dell'art. 23 del D.Lgs.vo 50/2016 e dell'art.17 del DPR 5 Ottobre 2010 n.207, ancora temporaneamente vigente a seguito della parziale abrogazione del D.Lgs.vo del 18.04.2016 n.50.

## **2 STATO DI PROGETTO E FUNZIONALITA' DELL'INTERVENTO**

L'intervento prevede la demolizione del pennello per garantire il passaggio delle navi in entrata ed uscita dal bacino da 150.000 TPL in costruzione.

Dopo la demolizione del muro di protezione superiore che si sviluppa a “L”, si dovrà procedere con la messa in sicurezza delle strutture esistenti, da attuare attraverso la realizzazione di un complesso di micropali e un consolidamento del terreno al piede del cassone esistente mediante colonne in jet-grouting. Eseguite tali attività si potrà procedere alla demolizione del pennello.

Lo specchio acqueo interessato dai lavori sarà delimitato da panne di contenimento galleggianti con gonne impermeabili.

Il materiale di risulta dalla demolizione verrà accumulato all'interno dello scalo-bacino, su un'area di stoccaggio temporanea (circa mq 2100) allestita in prossimità della barca-porta.

Da questa zona, un secondo escavatore sarà utilizzato per la sistemazione e l'abbancamento del materiale di risulta.

Acquisiti i codici CER dalle analisi di laboratorio, il materiale potrà essere conferito a discarica autorizzata.

### **3 STRUTTURE E OPERE D'ARTE**

#### **3.1 Premessa e descrizione delle opere**

Per la messa in sicurezza delle strutture esistenti si prevede la realizzazione di due interventi strutturali principali:

- A. Formazione di n°12 colonne jet grouting Ø1500 mm L = 8,00 m da profondità - 9,70 m a profondità -18,00 m, con tipologia bifluido in cui la disgregazione e contemporanea miscelazione del terreno in situ viene effettuata mediante un getto combinato di miscela acqua/cemento ed aria;
- B. Realizzazione di n°24 micropali tipo Tubfix armati con tubo di acciaio S355 Ø139.7 mm e sp. 11,00 mm attraverso una perforazione Ø250 mm da quota (+2.40) fino alla profondità di progetto (-39.00) e la creazione di un bulbo Ø300 mm di almeno 24,00 m a partire dalla quota -15,00 m, con lunghezza complessiva del micropalo di 42,00 m.
- C. Collegamento dei micropali alle strutture del cassone esistente mediante realizzazione di soletta in c.a. fissata al cassone mediante inghisaggi.

Le fasi di esecuzione delle due opere propedeutiche sono le seguenti:

- 1. esecuzione dei carotaggi continui secondo la maglia prevista da progetto sulla cella in calcestruzzo del cassone esistente in adiacenza a quello da demolire in fase successiva, fino a quota dell'intradosso della platea del cassone;
- 2. esecuzione delle 12 colonne get grouting bifluido sul fronte e sui lati utilizzando i fori eseguiti in precedenza come guida, con lunghezza della colonna consolidata di almeno 8,00 m al di sotto dell'intradosso della platea del cassone;
- 3. esecuzione dei micropali Tubfix secondo quanto previsto da progetto;
- 4. demolizione della porzione superiore della cella n°4 in calcestruzzo del cassone mediante escavatore dotato di martello demolitore per una profondità di 60 cm da esistente, avendo cura di preservare i ferri dei muri perimetrali del cassone;
- 5. saldatura delle piastre di testa dei micropali;
- 6. esecuzione delle fiorettature sulla soletta esistente e posa dell'armatura prevista a progetto e conseguente getto della nuova soletta;
- 7. Demolizione pennello adiacente.

## **3.2 Normativa di riferimento**

Il progetto è stato redatto in osservanza delle **Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018** e Circolare esplicativa del 21 gennaio 2019 n°7. Per quanto non compiutamente descritto nella suddetta, si è fatto riferimento alle seguenti normative (di comprovata affidabilità):

### *Strutture*

- 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. 09.01.96: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" (*relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite*).
- Circ. Min. LL.PP. 15.10.96: "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. del 09.01.96" (*relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite*).
- Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".

### *Carichi e Sovraccarichi*

- D.M. 16.01.1996: "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Circ. Min. LL.PP. 04.07.96: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. del 16.01.96.
- Eurocodice 1: "Basi della progettazione ed azioni sulle strutture".

### *Normativa Sismica*

- Delib. G.R. del 19/12/2003 n° 408 (Regione Sicilia): Classificazione dei Comuni della Regione Sicilia in funzione della zona sismica di appartenenza.
- Legge 02/02/1974: "Provvedimenti per le costruzioni in zone sismiche".
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche".
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 10.04.1997 n° 65/AA.GG. "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996".
- Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (pubbl. G.U. n°105), aggiornata di tutte le modifiche introdotte dalla Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3.5.2005 n.3431: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- Eurocodice 8: "Regole progettuali per le strutture antisismiche".

### *Terreni - Fondazioni*

- D.M. 11.03.1988: "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".
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24.09.1988, n° 30483: “Legge 02.02.1974, n° 64 - articolo 1. D.M. 11.03.1988: “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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

### *Materiali*

- Regolamento (UE) N. 305/2011 (CPR) del Parlamento Europeo e del Consiglio del 09.03.2011 che fissa condizioni armonizzate per la commercializzazione dei prodotti da costruzione e che abroga la direttiva 89/106/CEE del Consiglio.
- UNI EN 206:2014: “Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104 Marzo 2004: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1”.
- UNI EN 10025: “Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali”;
- UNI EN 1090: “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio”.

## **3.3 Generalità sul metodo di calcolo ed analisi**

La verifica delle strutture è eseguita con il metodo degli stati limite. Il calcolo delle sollecitazioni e la verifica delle varie sezioni caratteristiche sono stati condotti con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. L'analisi strutturale è stata effettuata con l'ausilio di modelli fem.

## **3.4 Aspetti geologici e geomorfologici**

### **3.4.1 Caratterizzazione del terreno**

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche del terreno si fa riferimento alla Relazione geologico redatta dal Dott. Geol. Giuseppe Marino a luglio del 2020, commissionata dall’Autorità di sistema Portuale del Mare di Sicilia Occidentale ed alle indagini geognostiche e prove di laboratorio condotte dalla Globalgeo S.r.l. L’indagine è consistita nell’esecuzione di n. 4 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, n° 43

prove di resistenza meccanica SPT, prelievo di n. 16 campioni rimaneggiati per le prove di laboratorio e prospezione sismica passiva in array per caratterizzare il sottosuolo del punto di vista sismico.

Come riferimento per l’analisi sono stati considerati i dati desunti dalla prova S3 per la definizione della stratigrafia del sito e delle relative proprietà geomeccaniche, in quanto posta sulla stessa linea dell’intervento in oggetto indicato in Fig. 1.



Fig. 1. - Planimetria carotaggi

Il profilo stratigrafico S3, considerando la quota 0.00 il livello medio del mare, mostra la seguente stratigrafia:

- Da quota +3.00 m a quota -15.00 m terreno di riporto costituito da blocchi lapidei, con alternanza di ghiaia grossolana e limi sabbiosi;
- Da quota -15.00 m a quota -25.00 m terreno costituito da sabbie limose sciolte di colore grigiastro con intercalati localmente calcareniti tenaci;
- Da quota -25.00 a quota -42.00 m calcareniti molto tenere e friabili con intercalati livelli più compatti, tipiche del sistema di Marsala.

Il primo strato di riporto non viene considerato, a favore della sicurezza, nelle calcolazioni in quanto eterogeneo e di difficile stima delle proprietà geomeccaniche.

Le caratteristiche geomeccaniche considerate per gli strati successivi sono riassunte in tabella seguente:

Parametro	Sabbia-limosa da -15.00 m a -25.00 m	Calcarenite da -25.00 m a -42.00 m
Peso di volume $\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19,00	14,00



Indice dei vuoti $e_0$	0,70 - 1,00	0,10 - 0,40
Angolo di attrito $\phi$	34,00°	32,00°
Coefficiente di Poisson $\nu$	0,20 - 0,40	0,10 - 0,40
$N_{SPT}$ (medio)	10,00	15,00

Tabella 1 – Parametri geotecnici dedotti dalle prove penetrometriche

Tuttavia, i sondaggi S4 e S..., realizzati nell'area dell'intero intervento dei Lotti A e B, hanno evidenziato stratigrafie pressoché analoghe. Si ritiene pertanto che l'area di intervento sia per lo più caratterizzata da un certo grado di omogeneità, e quindi è plausibile considerare i risultati anche dei suddetti sondaggi per la caratterizzazione dei terreni.

### 3.4.2 Tipologia del terreno secondo NTC 2018

In base a quanto indicato nella relazione sopracitata, il terreno è riconducibile ad una **categoria C** secondo quanto previsto dalle NTC 18 al § 3.2.2: *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*.

## 3.5 Dimensionamento strutturale delle opere

### 3.5.1 Azione verticale del cassone

Per dimensionare i micropali è necessario procedere alla stima dei carichi agenti, riepilogando le masse di tutti gli elementi presenti.

Le dimensioni di progetto ed i carichi vengono riportate nella tabella sottostante, come da indicazioni del PTFE:

Altezza cassone	$H_c$	12,70	m
Lunghezza cassone	$L_c$	17,80	m
Larghezza cassone	$B_c$	11,80	m
Altezza cassone immerso	$H_{ci}$	9,70	m
Lunghezza riempimento materiale arido cassone	$L_{cr}$	4,15	m
Lunghezza riempimento cls cassone	$L_{ccls}$	4,75	m
Altezza cella	$H_{cella}$	10,0	m
Altezza ricoprimento	$H_{ric}$	1,70	m

Larghezza intercapedine	$L_{int}$	2,00	m
Lunghezza micropalo	$H_m$	42,00	m
Diametro bulbo micropalo	$d_{bm}$	0,275	m
Diametro perforazione micropalo	$d_{pm}$	0,250	m
Diametro tubolare	$d_{arm}$	139,7	mm
Spessore tubolare	$s_{arm}$	11,0	mm
Lunghezza efficace micropalo	$H_{im}$	23,50	m
Quota fondale da PRP	$H_f$	-15,00	m.l.m.m.
Interasse micropali in direzione N-S	$i_{N-S}$	1,20	m
Interasse micropali in direzione E-O	$i_{E-O}$	1,20	m
Peso specifico calcestruzzo	$\gamma_c$	25,00	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico materiale arido	$\gamma_{ter}$	16,00	kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico medio ricoprimento	$\gamma_{ric}$	21,00	kN/m <sup>3</sup>

Tabella 2 – Caratteristiche dimensionali

L’analisi è stata effettuata per le 4 differenti celle: tre riempite con materiale arido e una in calcestruzzo. La forza verticale di ogni cella risulta dalla differenza tra il peso del cassone e la sotto spinta idraulica moltiplicati per i coefficienti parziali per le azioni di cui alla tabella 6.2.I delle NTC (A1).

Per la definizione dello sforzo normale di progetto agente sui micropali, si deve considerare:

- il contributo della cella di calcestruzzo (cella n°4) su cui saranno realizzati i micropali;
- il contributo ponderato delle celle riempite in materiale arido (celle n°1,2,3);
- il contributo delle azioni delle gru di banchina sulla cella di calcestruzzo;
- il peso proprio dei micropali.

Per la determinazione dell’azione di progetto si considera:

$$N_{Ed} = N_d + W_d \text{ con } W_d = W_k * \gamma_{G1}$$

Dove  $W_d$  è il peso del micropalo, mentre  $N_d$  è calcolato considerando il peso della cella in calcestruzzo per la sua interezza, ed un contributo ponderato in base alla distanza dal baricentro della cella in calcestruzzo dalle altre celle di materiale arido; in tale valutazione si è considerato il contributo dovuto alla sotto spinta dell’acqua considerando i coefficienti moltiplicativi per le azioni A1.

Si riportano di seguito le caratteristiche dimensionali rappresentate nelle figure seguenti:

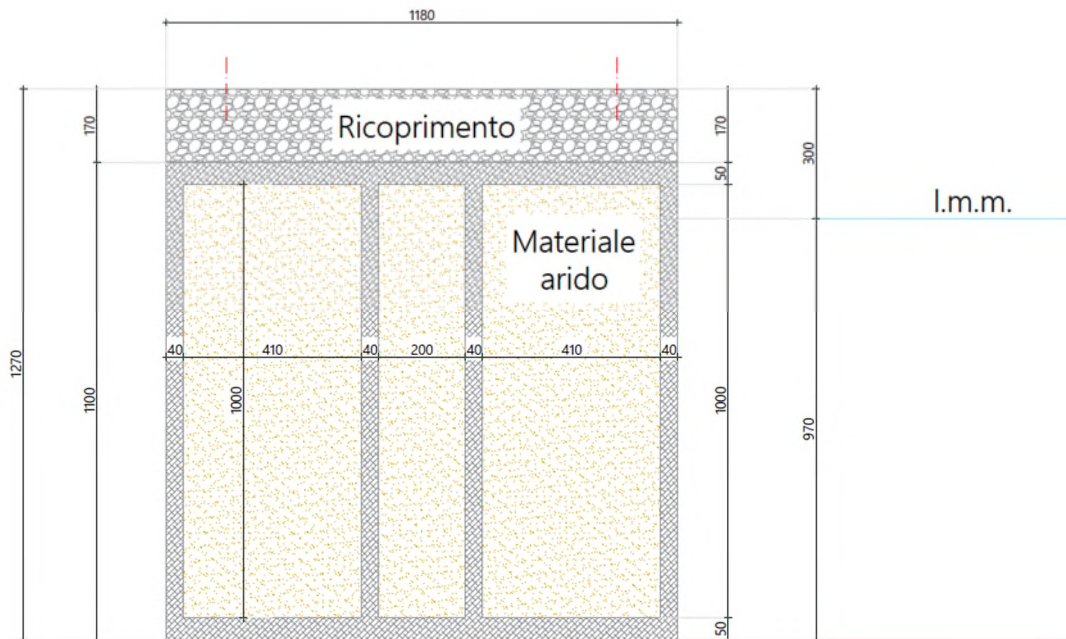


Fig. 2. - Vista in sezione verticale del cassone

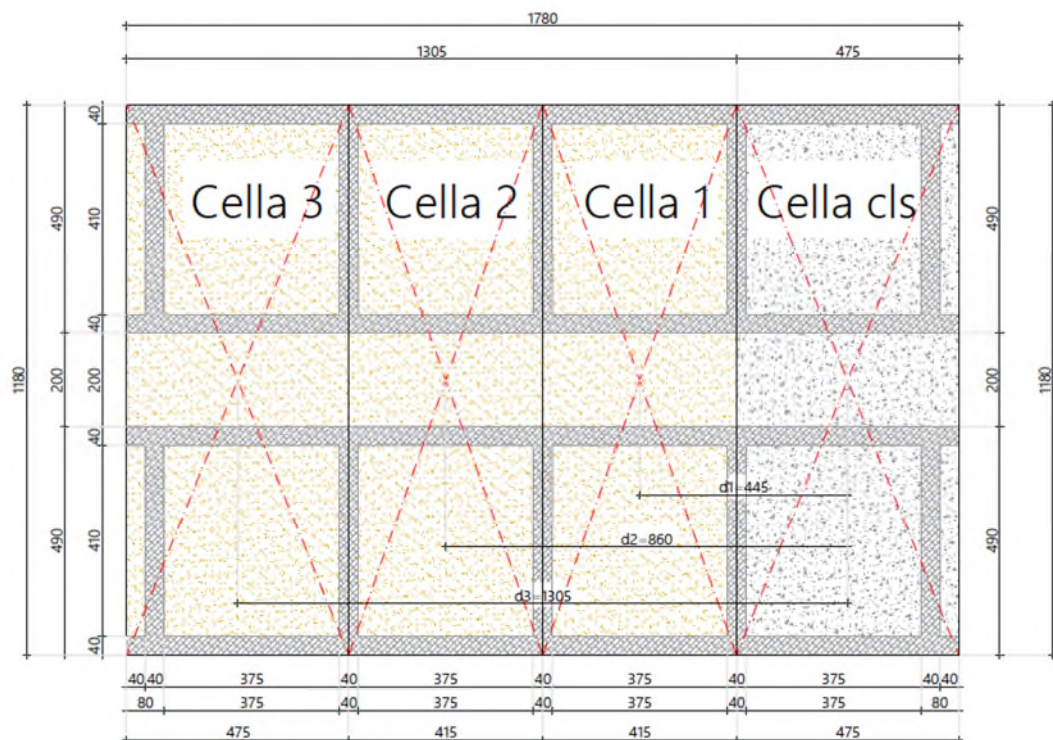


Fig. 3. - Vista planimetrica del cassone

$$N_d = W_{cls} + \frac{(W_{arida,1} + q_{gru}) * \frac{1}{d_1} + (W_{arida,2} + q_{gru}) * \frac{1}{d_2} + (W_{arida,3} + q_{gru}) * \frac{1}{d_3}}{1/d_1 + 1/d_2 + 1/d_3}$$

Con:

$$W_{cls} = (V_{cls} * \gamma_{cls}) * \gamma_{G,sfav} - (V_{imm,cls} * \gamma_{H2O}) * \gamma_{G,fav}$$

$$= (711,84 * 25,00) * 1,3 - (543,69 * 10,00) * 1,0 = \mathbf{17.697 \text{ kN}};$$

$$W_{arida,1,2} = (V_{str,cella} * \gamma_{cls} + V_{ter} * \gamma_{terr} + V_{ric} * \gamma_{ric}) * \gamma_{G,sfav}$$

$$- (V_{imm,arida} * \gamma_{H2O}) * \gamma_{G,fav}$$

$$= (148,17 * 25,00 + 390,50 * 16,00 + 83,25 * 21,00) * 1,3$$

$$- (475,01 * 10,00) * 1,0 = \mathbf{10.460 \text{ kN}};$$

$$W_{arida,3} = (V_{str,cella} * \gamma_{cls} + V_{ter} * \gamma_{ter} + V_{ric} * \gamma_{ric}) * \gamma_{G,sfav}$$

$$- (V_{imm,arida} * \gamma_{H2O}) * \gamma_{G,fav}$$

$$= (230,45 * 25,00 + 402,50 * 16,00 + 95,29 * 21,00) * 1,3$$

$$- (543,69 * 10,00) * 1,0 = \mathbf{13.026 \text{ kN}};$$

Si riportano in seguito i riferimenti per il calcolo del carico che esercita la gru di bacino:

$$q_{gru} = \frac{P_{gru}}{2 * l_{carr}} * \gamma_{Q,sfav} * L_{cella} = \frac{7.500}{2 * 24,34} * 1,5 * 4,15 = \mathbf{1918 \text{ kN}}$$

Sequenza : CARATTERISTICHE PRINCIPALI

Velocità di sollevamento con carico di 80 T. ....	mt.	5
" " " " " sino a 40 T. ....	"	10
Motore di sollevamento .....	CV.	125
Velocità di rotazione .....	giri/1'	0,25
Motori elettrici corrispondenti (N°2 da) .....	CV.	25
Velocità variazione braccio .....	mt/1'	10,5
Potenza motore corrispondente .....	CV.	35
Velocità traslazione portale .....	mt/1'	21
Potenza motori elettrici corrispondenti (n°8 da) .....	CV.	22
Sbraccio minimo .....	mt.	15
Velocità di sollevamento gancio/ ausiliarie .....	mt/1'	30
Potenza motore elettrico corrispondente .....	CV.	50
Peso gru esclusa zavorra .....	Kg	420.000
Peso zavorra nella cabina .....	"	130.000
" " sul portale .....	"	200.000
Peso totale della gru con zavorra .....	"	750.000

*contatti fissi e mobili: num. 000.1825 del 2-11-70*

Fig. 4. - Dati tecnici gru di bacino

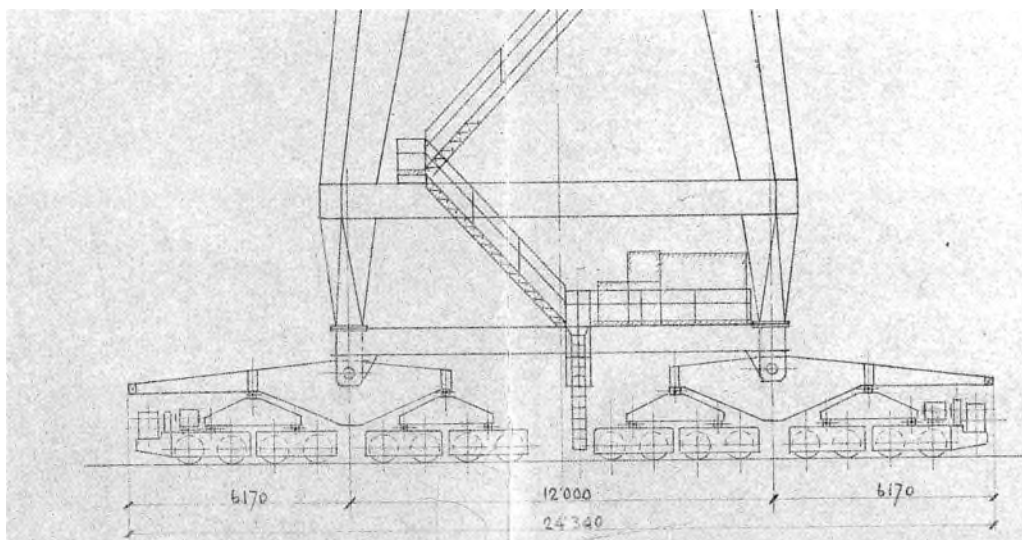


Fig. 5. - Dimensione delle carrelliere della gru di bacino

Si riportano nella tabella seguente i principali riferimenti del calcolo ed i risultati:

Peso immerso cella arida n°1,2	$W_{arida,1,2}$	10.460	kN
Peso immerso cella arida n°3	$W_{arida,3}$	13.026	kN
Peso immerso cella calcestruzzo	$W_{cls}$	17.697	kN
Sovraccarico gru	$q_{gru}$	1918	kN
Peso palo	$W_d$	62,37	kN
<b>Carico assiale ponderato risultante</b>	<b><math>N_{Ed}</math></b>	<b>32.493</b>	<b>kN</b>

Tabella 3 – Determinazione  $N_{Ed}$

### 3.5.2 Calcolo della capacità portante del micropalo

La capacità portante dei micropali viene stimata secondo il testo unico (D.M. 17/01/2018).

I micropali in progetto sono del tipo Tubfix quindi del tipo IRS, con lunghezza totale di 42,00 m, armatura metallica realizzata con profilo circolare  $\Phi 139,7 \times 11$  mm in acciaio S355J2H, diametro perforazione 250 mm, diametro reso con iniezione in pressione 275 mm (coefficiente di sbulbatura per IRS  $\alpha=1,10$  in roccia alterata e/o fratturata, come la calcarenite; per sabbie si utilizza un coefficiente di sbulbatura per IRS  $\alpha=1,40-1,50$ ), a favore di sicurezza per il calcolo della portata del palo e considerando la presenza della calcarenite si è considerato un valore considerando la stratigrafia S3 pari ad  $\alpha= 1,10$ .

La normativa prevede di utilizzare l'approccio 2,  $A_1+M_1+R_3$ , per il dimensionamento, con:

A<sub>1</sub>: coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (come indicato nel §7.11.1 del D.M. 17/01/2018 le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Capitolo 6)

M<sub>1</sub>: coefficiente parziale da applicare ai parametri geotecnici (Tab. 6.2.II)

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

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

R<sub>3</sub>: coefficiente parziale da applicare alle resistenze caratteristiche per pali trivellati (Tab. 6.4.II).

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza di progetto del palo è data da  $R_d = R_k/\gamma_r$

La resistenza caratteristica è:  $R_k = \min (R_{\text{minima}}(*)/\xi_4 ; R_{\text{media}}(*)/\xi_3)$

Dove:

Fattore di correlazione  $\xi_3 = \xi(n^\circ \text{ verticali di indagine} - 3) \approx 1,60$

Fattore di correlazione  $\xi_4 = \xi(n^\circ \text{ verticali di indagine} - 3) \approx 1,48$

$\gamma_r$  = coefficiente parziale = 1.35 (portata di base)  
 = 1.15 (portata laterale a compressione)  
 = 1.25 (portata laterale a trazione)

Il metodo utilizzato per il calcolo della resistenza caratteristica è quello di Bustamante e Doix in cui la portata limite laterale è data da:

$$Q_{\text{lim}} = P + S = P + \pi \cdot D_s \cdot L_s \cdot q_s$$

In cui:

$$D_s = \alpha \cdot \phi_{\text{perf}}$$

diametro medio

$$\alpha = \alpha (\text{terreno, tecnologia esecutiva}) = 1,10$$

coeff. di sbulbatura

$$L_s = 23,50 \text{ m}$$

lunghezza di calcolo

$$\phi_{\text{perf}} = 250 \text{ mm}$$

diametro di perforazione

$$P = 15\% S$$

resistenza alla punta

I valori della resistenza tangenziale  $s$  all'interfaccia fra tratto iniettato e terreno dipendono sia dalla natura e dalle caratteristiche del terreno, sia dalla tecnologia. Bustamante e Doix propongono, per iniezione del tipo IRS, per le sabbie la curva SG1, per rocce alterate e/o fratturate la curva R1, di cui se ne riportano i grafici con riferimento alla  $N_{\text{SPT}}$  del materiale;

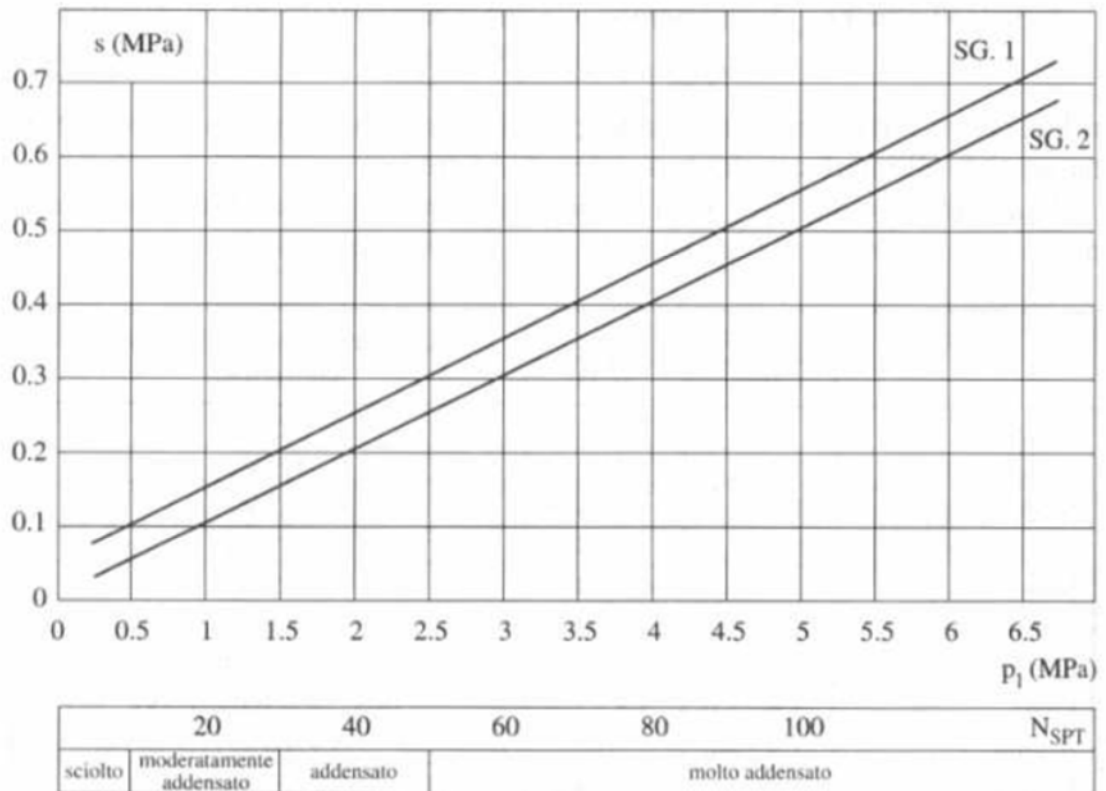


Fig. 6. - Grafico per sabbie e ghiaie

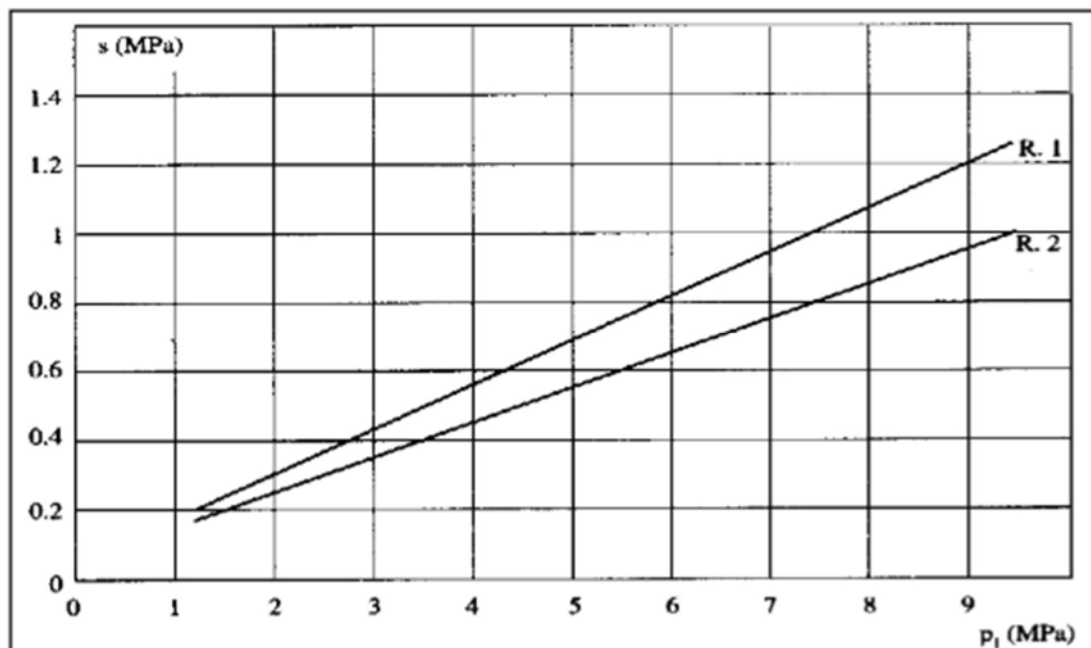


Fig. 7. - Grafico rocce alterate e fratturate

Per i due differenti terreni può essere individuato dalle curve sopra riportate una resistenza limite laterale unitaria di 0,12 MPa.

Ne consegue, considerando, a favore di sicurezza, un unico strato con  $q_s = 0,12$  MPa, e trascurando la resistenza di punta del micropalo, che i valori di resistenza di progetto risultano i seguenti:

$$Q_{lim} = P + S = 0 + \left( \pi * 1,1 * 250 * 23.500 * \frac{0,12}{1000} \right) = 2.436 \text{ kN};$$

$$N_{Rd,c} = \frac{S + P}{\gamma_s \cdot \gamma_b} = \frac{Q_{lim}}{\xi_4};$$

$$N_{Rd,t} = \frac{S}{\gamma_{st}} = \frac{Q_{lim}}{\xi_4};$$

- Portata di progetto a compressione del palo  $N_{rd,c} = 1.431 \text{ kN}$
- Portata di progetto a trazione del palo  $N_{rd,t} = 1.372 \text{ kN}$

Il numero dei micropali da realizzare è quindi:

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 22,71 = 23; \text{ si eseguono } 24 \text{ micropali}$$



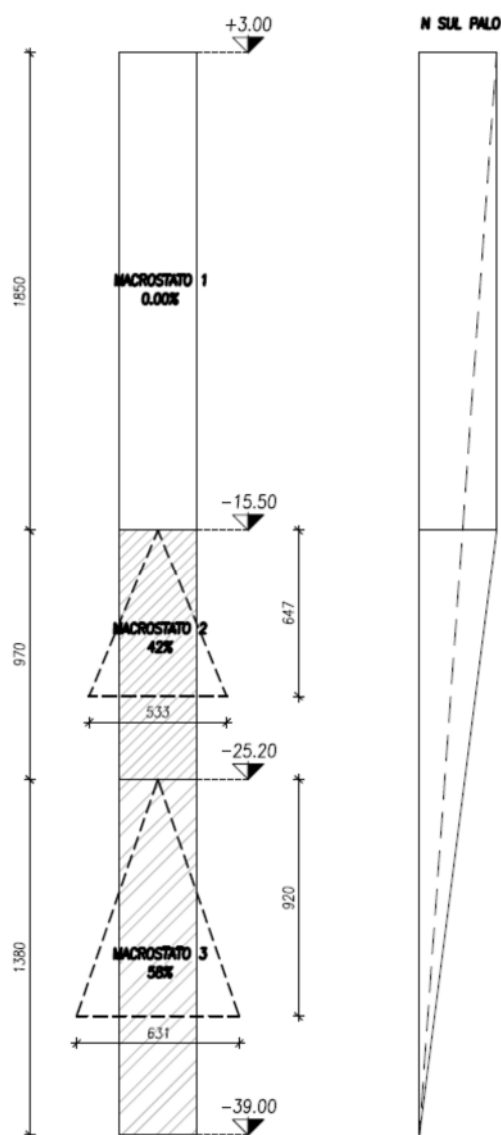
### **3.5.3 Calcolo della rigidezza assiale del micropalo**

Il calcolo della rigidezza assiale del palo di diametro 250 mm e quota punta - 22.0m risulta dal rapporto tra lo sforzo di compressione massima ed il cedimento del palo. Quest'ultimo è dato dalla somma del cedimento elastico del materiale e del cedimento del terreno coinvolto.

Il terreno in oggetto è stato schematizzato nel calcolo attraverso i seguenti macrostrati:

- Macrostrato N° 1: calcestruzzo esistente all'interno del cassone (non contribuisce alla capacità portante laterale del palo)
- Macrostrato N° 2: sabbie sciolte (resistenza laterale offerta pari a circa il 42% della resistenza totale)
- Macrostrato N° 3: calcareniti (resistenza laterale offerta pari a circa il 58% della resistenza totale)

Si riporta qui di seguito la schematizzazione dei macrostrati con a lato l'azione di sforzo normale agente sul palo (si considera uno sforzo normale agente in testa al palo pari alla portata del palo, ovvero 1500 kN). Si è trascurata la capacità portante di punta del micropalo.



Si assume che ogni macrostrato diffonda il proprio carico  $i$ -esimo su di un'area circolare posta ad una profondità pari a  $2/3$  dello spessore stesso, di raggio pari alla radice quadrata dell'altezza. In formule:

- spessore macrostrato  $s$
- profondità area  $h_i = 2/3s$
- raggio cerchio  $b_i = \sqrt{h_i}$
- diametro cerchio  $d_i = \varnothing + 2 \cdot b_i$

La rigidezza del terreno in ogni macrostrato è assunta pari a

- per le sabbie sciolte  $k_w = 3 \text{ kg/cm}$
- per le calcareniti  $k_w = 5 \text{ kg/cm}$

Alle deformazioni dei vari macrostrati viene poi sommata la deformazione elastica del palo, calcolata considerando uno sforzo normale medio su tutta la lunghezza del palo.

#### CALCOLO DEFORMAZIONI TERRENO

DEFORMAZIONE STRATO 2 - SABBIE SCIOLTE			
perc. forza trasmessa al terreno	N <sub>i</sub> /N	<b>42%</b>	
forza trasmessa al terreno	N <sub>i</sub>	<b>630</b>	kN
spessore strato i-esimo	s <sub>i</sub>	<b>9,70</b>	m
altezza distribuzione	h <sub>i</sub>	6,47	m
raggio distribuzione	b <sub>i</sub>	2,54	m
diametro distribuzione	d <sub>i</sub>	5,34	m
area distribuzione	A <sub>i</sub>	22,36	m <sup>2</sup>
molla terreno	k <sub>v,i</sub>	<b>3,00</b>	kg/cm <sup>2</sup>
deformazione strato i-esimo	δ <sub>i</sub>	<b>0,94</b>	mm

DEFORMAZIONE STRATO 3 - CALCARENITI			
perc. forza trasmessa al terreno	N <sub>i</sub> /N	<b>58%</b>	
forza trasmessa al terreno	N <sub>i</sub>	<b>870</b>	kN
spessore strato i-esimo	s <sub>i</sub>	<b>13,80</b>	m
altezza distribuzione	h <sub>i</sub>	9,20	m
raggio distribuzione	b <sub>i</sub>	3,03	m
diametro distribuzione	d <sub>i</sub>	6,32	m
area distribuzione	A <sub>i</sub>	31,33	m <sup>2</sup>
molla terreno	k <sub>v,i</sub>	<b>5,00</b>	kg/cm <sup>2</sup>
deformazione strato i-esimo	δ <sub>i</sub>	<b>0,56</b>	mm

#### CALCOLO DEFORMAZIONI ELASTICHE DEL PALO

DATI PALO			
diametro palo	Φ	<b>250</b>	mm
lunghezza palo	L	<b>39</b>	mt
sforzo normale agente	N	<b>1500</b>	kN
DEFORMAZIONE PALO			
sforzo normale medio agente	N <sub>med</sub>	<b>750</b>	kN
modulo elastico palo	E <sub>c</sub>	<b>33000</b>	MPa
rigidezza verticale palo	k <sub>v,p</sub>	41535	kN/m
deformazione elastica palo	δ <sub>p</sub>	<b>18,06</b>	mm

Si ottiene quindi che la deformazione complessiva del sistema palo-terreno è pari a

$$\delta_{TOT} = \delta_2 + \delta_3 + \delta_{el} = 0,94 + 0,56 + 18,06 = 19.56 \text{ mm}$$

Da cui si ottiene una rigidezza pari a  $k_v = 1500/19.56 = 76700 \text{ kN/m}$

#### **3.5.4 Calcolo della capacità portante del micropalo lato acciaio**

Considerando i coefficienti delle azioni A1 per la condizione STR, lo sforzo normale di progetto per il singolo palo risulta:

$$N_{Ed,palo} = 1.372,33 \text{ kN}$$

La portata verticale lato acciaio resistente di progetto considerando l'armatura del micropalo  $\phi$  139,7 x 11,00 mm risulta:

$$N_{Rd,s} = A_s \times f_{yd} = 1.503,70 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,palo} / N_{Rd,s} = 0,91 \text{ VERIFICATO}$$

### 3.5.5 Dimensionamento fissaggio soletta – cassone

Per ancorare i micropali al cassone deve essere realizzata una nuova soletta in c.a. avente dimensioni pari all'estensione della cella in calcestruzzo (11,80x4,95 m) e spessore di 60 cm; tale soletta deve essere realizzata sulla porzione demolita successivamente alla realizzazione dei micropali.

Per ancorare tale soletta al cassone si prevede la realizzazione di pioli  $\phi$  24 mm inghisati con resina chimica tipo Fischer FIS-EM o simili per almeno 500 mm nel calcestruzzo della cella; di seguito riportiamo la verifica dei pioli necessari.

Geometria ipotizzata:

- $h_{eff} = 480 \text{ mm}$  (profondità efficace inghisaggi);
- $i_p = 300 \text{ mm}$  (interasse minimo fra i diversi pioli);
- $d_{bordo} = 575 \text{ mm}$  (distanza minima dal bordo del piolo);
- $s = 1000 \text{ mm}$  (spessore cella al di sotto del piano di infissione);

$$N_{Rd} = \min [N_{Rd,s}; N_{Rd,p}; N_{Rd,c}; N_{Rd,sp}]$$

**$N_{Rd,s}$ : meccanismo di rottura dell'acciaio per l'ancorante più sollecitato**

$$N_{Rd,s} = A_s \times f_{yd} = 174,50 \text{ kN}$$

**$N_{Rd,p}$ : meccanismo di rottura per estrazione dell'ancorante più sollecitato**

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 f_{b,p} f_s f_c = 140,70 \times 1,02 \times 0,60 \times 1,00 = 86,11 \text{ kN}$$

Con  $N_{Rd,p}^0 = 140,70 \text{ kN}$  con  $h_{eff} = 480 \text{ mm}$ ;

$f_{b,p} = 1,02$ : fattore di influenza della classe di resistenza del calcestruzzo, ipotizzato un C25/30;

$f_c = 1,00$ : fattore di influenza della distanza dal bordo per  $d_{bordo} > 480 \text{ mm}$

$f_s = 0,60$ : fattore di influenza dell'interasse di posa con  $i = 300 \text{ mm}$ .

**$N_{Rd,c}$ : meccanismo di rottura per formazione del cono di calcestruzzo**

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 f_{b,c} f_s f_c = 210,30 \times 1,10 \times 0,60 \times 1,0 = 138,80 \text{ kN}$$

Con  $N_{Rd,c}^0 = 210,30 \text{ kN}$  con  $h_{eff} = 480 \text{ mm}$ , ed ipotesi calcestruzzo fessurato;

$f_{b,c} = 1,10$ : fattore di influenza della classe di resistenza del calcestruzzo, ipotizzato un C25/30;

$f_s = 0,60$ : fattore di influenza dell'interasse di posa con  $i = 300$  mm;

$f_c = 1,00$ : fattore di influenza della distanza dal bordo per  $d_{bordo} > 480$  mm.

**$N_{Rd,sp}$  : meccanismo di rottura per formazione di fessure (splitting) per l'ancorante più sfavorevole**

$$N_{Rd,sp} = N_{Rd,c}^0 f_{b,c} f_{s,sp} f_{c,sp} f_h = 210,30 * 1,10 * 0,56 * 0,69 * 1,47 = 131,40 \text{ kN}$$

Con  $N_{Rd,c}^0 = 210,30$  kN con  $h_{eff} = 480$  mm, ed ipotesi calcestruzzo fessurato;

$f_{b,c} = 1,10$ : fattore di influenza della classe di resistenza del calcestruzzo, ipotizzato un C25/30;

$f_{s,sp} = 0,56$ : fattore di influenza dell'interasse di posa con  $i = 300$  mm;

$f_{c,sp} = 0,69$ : fattore di influenza della distanza dal bordo  $d_{bordo} = 575$  mm;

$f_h = 1,47$ : fattore di influenza dello spessore di calcestruzzo per  $s > 1000$  mm.

$$N_{Rd} = \min [N_{Rd,s}; N_{Rd,p}; N_{Rd,c}; N_{Rd,sp}] = 86,11 \text{ kN}$$

Essendo  $N_{Ed,palo} = 32.836,11 / 24 = 1.372$  kN la sollecitazione sul singolo palo, risulta

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{1372 \text{ kN}}{86,11} = 15,93 = 16$$

Sono pertanto necessari n° 16 pioli per palo per un totale di 384 pioli; Si dispongono 33 file da 13 pioli ciascuna per un totale di 405 pioli.

### 3.5.6 Verifica nuova soletta

La soletta di collegamento tra cassone e micropali è soggetta alla reazione dei singoli pali. Per il dimensionamento dell'armatura corrente si considera il meccanismo tirante puntone.

Materiali:

- Calcestruzzo soletta C35/45 XS3 S4;
- Armatura: B450C;
- Copriferro  $c = 50$  mm.

Si considera un angolo  $\alpha = 45^\circ$  per la verifica del meccanismo tirante-puntone pertanto secondo lo schema di sotto riportato, essendo  $N_{Ed,palo} = 1.372$  kN, risulta:

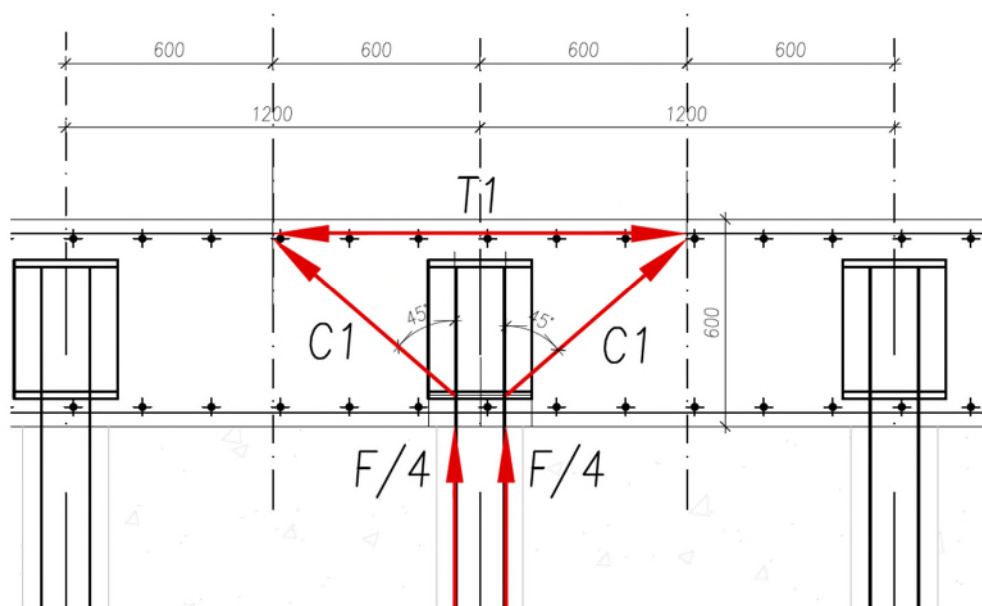


Fig. 8. - Meccanismo tirante puntone  $i=1,20$  m.

$$T = \frac{N_{Ed,palo}}{2} * \tan 45^\circ = 686 \text{ kN};$$

$$C_i = \frac{N_{Ed,palo}/4}{\cos 45^\circ} = 485 \text{ kN};$$

Verifica del tirante:

$$A_{s,min} = \frac{T}{f_{yd}} = 1753 \text{ mm}^2$$

L'armatura base prevista è pari a  $\phi 16/20$  sup + inf, ne risulta che nella fascia di 120 cm dove si sviluppa il meccanismo risultano presenti

$$A_s = A_{s,\phi 16} * b/i = 201 * 120/20 = 1206 \text{ mm}^2 < 1753 \text{ mm}^2$$

La verifica non è soddisfatta e si rende necessario integrare l'armatura base. In particolare, nella fascia sopra le teste dei pali si prevede di posizionare 7  $\phi 20$  in entrambe le direzioni, in sostituzione dell'armatura base. Risulta infatti:

$$A_s = A_{s,\phi 16} * 7 = 314 * 7 = 2198 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 1753 \text{ mm}^2$$

Verifica del puntone compresso, dove si è assunta una larghezza della biella compressa pari a  $0.4d$ , con  $d$  altezza utile della sezione:

$$\sigma_c = \frac{C}{0,4 * b * d} = \frac{485000}{0,4 * 300 * 550} = 7,34 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{cd} = 21,25 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Si riporta ora la verifica a punzonamento della sezione, al fine di dimensionare l'effettiva armatura a taglio da predisporre nell'intorno del palo.

Sulla testa del palo si prevede la saldatura di due piastre irrigidite di dimensioni 300x300 mm, che determinano quindi le dimensioni base della testa del palo. Qui di seguito si riporta la verifica della sezione, condotta su due sezioni, a distanza  $d$  e a distanza  $2d$ , con  $d$  altezza utile della sezione.

**VERIFICA A PUNZONAMENTO EC2\_1**

**Pilastro 300 x 300 Interno**

$N_{SLL} = 1372$  kN

**Geometria soletta**

$h =$	600 mm	spessore soletta
$c =$	50 mm	copriferro
$\Phi =$	16 mm	$\Phi$ armatura base soletta
$d_x =$	550 mm	altezza utile dir X
$d_y =$	542 mm	altezza utile dir Y
$d_{eff} =$	546 mm	altezza utile equivalente

**Classe di calcestruzzo**

Classe **C35/45**

$R_{ck} =$	45 MPa	resistenza cubica
$f_{ck} =$	37,35 MPa	resistenza caratteristica a compressione
$f_{cd} =$	21,17 MPa	resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctk} =$	3,35 MPa	resistenza caratteristica a trazione
$f_{ctd} =$	2,23 MPa	resistenza di calcolo a trazione

**Caratteristiche acciaio**

Acciaio **B450C**

$f_{yk} =$	450 MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} =$	391 MPa	resistenza di calcolo acciaio

**RESISTENZA A PUNZONAMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO**

$u =$	4631 mm		
$\rho_{l,x} =$	0,002		percentuale armatura in X
$\rho_{l,y} =$	0,002		percentuale armatura in Y
$\rho_{l,tot} =$	0,002	$\leq$	0,02 OK
$C_{Rd,c} =$	0,12		
$k =$	1,61	$\leq$	2,00 OK
$\sigma_{cp} =$	0,00 MPa		tensione normale sulla sez. critica
$v_{min} + 0.1k_1\sigma_{cp} =$	0,87 MPa		
$a =$	546 mm		distanza sez. di verifica dal bordo pilastro (max 2d) OK
$v_{Rd,c} =$	0,87 MPa		resistenza di progetto senza armatura a punz.
$v_{Ed}$ [MPa]	0,62	$<$	$v_{Rd,c}$ [MPa] 0,87

Fig. 9. - Verifica a punzonamento a distanza  $d$

**VERIFICA A PUNZONAMENTO EC2\_1**

**Pilastro**                    **300 x 300**    **Interno**

$N_{SLU} =$                                     **1372** kN

**Geometria soletta**

$h =$	<b>600</b> mm	spessore soletta
$c =$	<b>50</b> mm	copriferro
$\Phi =$	<b>16</b> mm	$\Phi$ armatura base soletta
$d_x =$	<b>550</b> mm	altezza utile dir X
$d_y =$	<b>542</b> mm	altezza utile dir Y
$d_{eff} =$	<b>546</b> mm	altezza utile equivalente

**Classe di calcestruzzo**

Classe	<b>C35/45</b>	
$R_{ck} =$	45 MPa	resistenza cubica
$f_{ck} =$	37,35 MPa	resistenza caratteristica a compressione
$f_{cd} =$	21,17 MPa	resistenza di calcolo a compressione
$f_{ctk} =$	3,35 MPa	resistenza caratteristica a trazione
$f_{ctd} =$	2,23 MPa	resistenza di calcolo a trazione

**Caratteristiche acciaio**

Acciaio	<b>B450C</b>	
$f_{yk} =$	450 MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} =$	391 MPa	resistenza di calcolo acciaio

**RESISTENZA A PUNZONAMENTO SENZA ARMATURA A TAGLIO**

$u =$	8061 mm		
$\rho_{l,x} =$	0,002		percentuale armatura in X
$\rho_{l,y} =$	0,002		percentuale armatura in Y
$\rho_{l,tot} =$	0,002	$\leq$	0,02                    OK
$C_{Rd,c} =$	0,12		
$k =$	1,61	$\leq$	2,00                    OK
$\sigma_{cp} =$	0,00 MPa		tensione normale sulla sez. critica
$V_{min} + 0.1k_1\sigma_{cp} =$	0,44 MPa		
$a =$	<b>1092</b> mm		distanza sez. di verifica dal bordo pilastro (max 2d)                    OK
$V_{Rd,c} =$	0,44 MPa		resistenza di progetto senza armatura a punz.
$V_{Ed}$ [MPa]	0,36	$<$	$V_{Rd,c}$ [MPa] 0,44

**VERIFICATO**

Fig. 10. - Verifica a punzonamento a distanza 2d

È stato eseguito un modello agli elementi finiti della soletta con il codice di calcolo Straus7, dove la soletta è stata modellata con elementi di tipo plate di spessore pari a 60 cm, mentre i pali sono stati schematizzati con molle elastiche di rigidezza pari a quella valutata in precedenza. Al sistema è stata applicato uno spostamento verticale ai nodi tale per cui la reazione in corrispondenza ai pali è pari alla reazione ottenuta al §3.5.2, ovvero di 1372 kN. Si riporta di seguito le immagini del modello utilizzato:



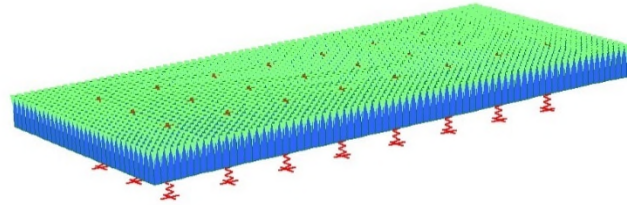


Fig. 11. - Modello FEM soletta

Si riportano nelle immagini seguenti le reazioni sulle molle (quindi sui micropali) e le mappe di colore per la sollecitazione tagliante:

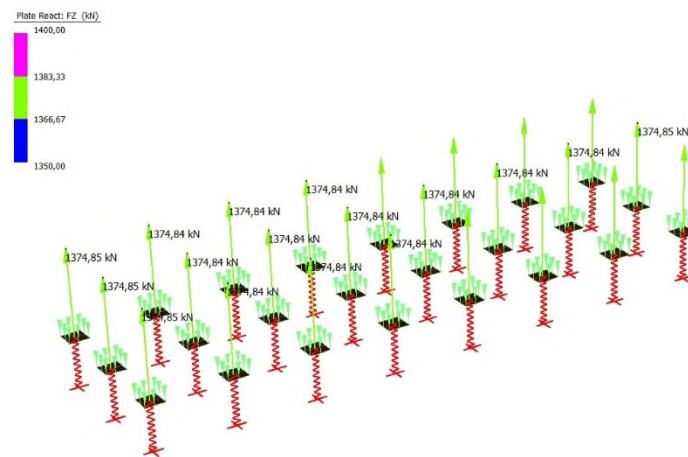


Fig. 12. - Reazioni vincolari risultanti

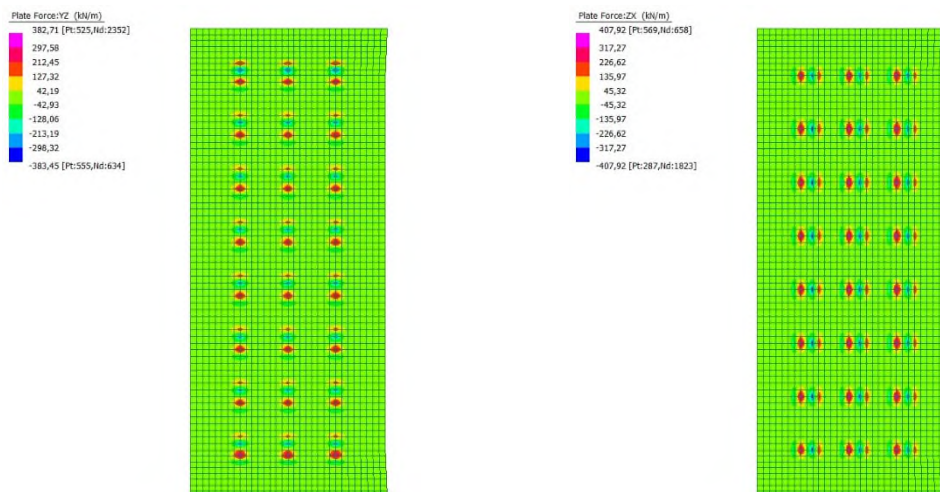


Fig. 13. - Sollecitazione di taglio nei piani YZ e ZX

Si riporta nel seguito il calcolo della capacità resistente a taglio della soletta nelle 2 ipotesi di non inserire opportuna armatura a taglio e nel caso di inserimento ganci  $\phi 12$  a

maglia 20x20 cm:

VERIFICA A TAGLIO SECONDO UNI EN 1992-1-1		VERIFICA A TAGLIO CON ARMATURA A TAGLIO				
<b>GEOMETRIA</b>		<b>VERIFICA A TAGLIO CON ARMATURA A TAGLIO</b>				
h =	600 mm	altezza sezione	z =	495 mm	braccio delle forze interne	
b =	1000 mm	larghezza sezione	$\alpha =$	90 °	inclinazione armatura a taglio	
c =	50 mm	copriferro ambo i lati	sen( $\alpha$ ) =	1,00		
d =	550 mm	altezza utile	ctg( $\alpha$ ) =	0,00		
A <sub>sl</sub> =	1885 mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale tesa	$\theta =$	45 °	inclinazione puntoni compressi	
$\rho_1 =$	0,34%	percentuale di armatura tesa	tan( $\theta$ ) =	1,00		
N =	0 kN	sforzo normale agente	ctg( $\theta$ ) =	1,00		
$\sigma_{cp} =$	0,00 MPa	tensione media di compressione	$\phi =$	12 mm	diametro staffe	
<b>MATERIALI</b>		$n^{\circ} =$	5	n° braccia delle staffe		
<u>Classe di calcestruzzo</u>		Asw =	565 mm <sup>2</sup>	area staffe		
Classe <b>C35/45</b>		s =	200 mm	passo staffe		
R <sub>ck</sub> =	45,00 MPa	resistenza cubica	V <sub>Rd,s</sub> =	548 kN	contributo armatura a taglio	
f <sub>ck</sub> =	37,35 MPa	resistenza caratteristica a compressione	$\alpha_{cw} =$	1,00		
f <sub>cd</sub> =	21,17 MPa	resistenza di calcolo a compressione	$\nu =$	0,51		
f <sub>ctk</sub> =	3,35 MPa	resistenza caratteristica a trazione	V <sub>Rd,max</sub> =	2673 kN	contributo del calcestruzzo	
f <sub>ctd</sub> =	1,56 MPa	resistenza di calcolo a trazione	V <sub>sd</sub> [kN]	407,92	V <sub>Rd,c</sub> [kN]	548
<u>Caratteristiche acciaio</u>		<b>VERIFICA</b>		<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>		
Acciaio <b>B450C</b>						
f <sub>yk</sub> =	450 MPa	tensione caratteristica di snervamento				
f <sub>yd</sub> =	391 MPa	resistenza di calcolo acciaio				
f <sub>ywd</sub> =	391 MPa	resistenza di calcolo acciaio per armatura taglio				
<b>VERIFICA A TAGLIO SENZA ARMATURA A TAGLIO</b>						
k =	1,60					
k <sub>1</sub> =	0,15					
C <sub>Rd,c</sub> =	0,12					
$\nu_{min} =$	0,43					
V <sub>sd</sub> [kN]	407,92	V <sub>Rd,c</sub> [kN]	247,49	<b>VERIFICA</b>		
<b>VERIFICA NON SODDISFATTA</b>						

Risulta quindi che la capacità portante a taglio senza disposizione di armatura specifica è pari a  $V_{Rd,1} = 247$  kN/m, mentre con armatura specifica è pari a  $V_{Rd,2} = 548$  kN/m. si riportano ora le mappe di colore risultanti impostando i limiti di contour ai valori massimi precedentemente calcolati.

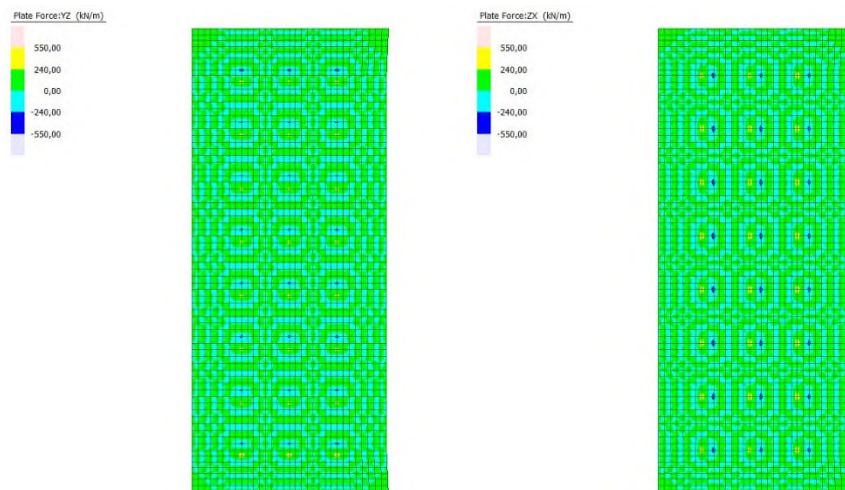


Fig. 14. - Sollecitazione di taglio nei piani YZ e ZX

Sulla base dei risultati ottenuti si procede a disporre ganci  $\phi 12$  a maglia 20x20 cm nell'intorno dei pali.

Si prosegue di seguito al dimensionamento delle piastre in acciaio da saldarsi alla testa del palo.

Il sistema è stato modellato mediante l’ausilio del programma di calcolo con modello tipo plate delle piastre e degli irrigidimenti soggetti ad una tensione di compressione pari ad  $N_{Ed,palo} = 1.372,33 \text{ kN}$ , distribuita sulle due piastre.

Si riportano i risultati dell’analisi:

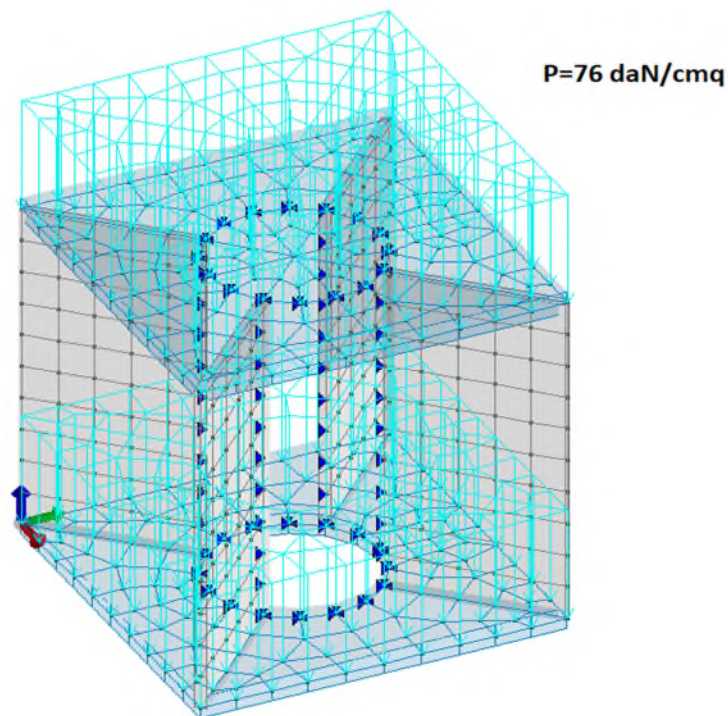


Fig. 15. - Carichi applicati

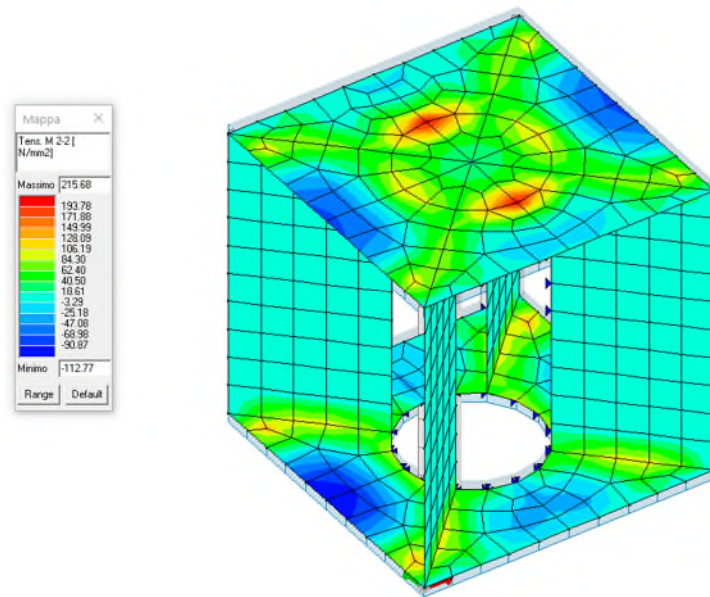


Fig. 16. - Tensioni M2-2

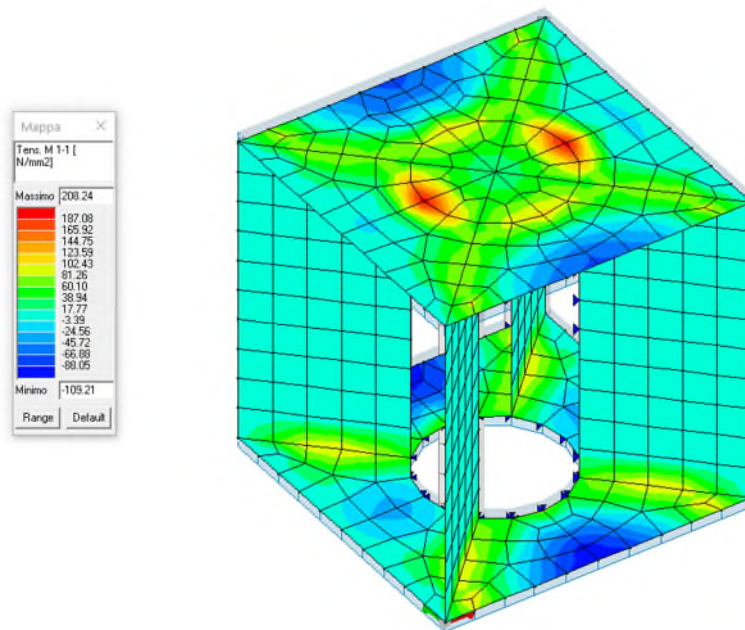


Fig. 17. - Tensioni M1-1

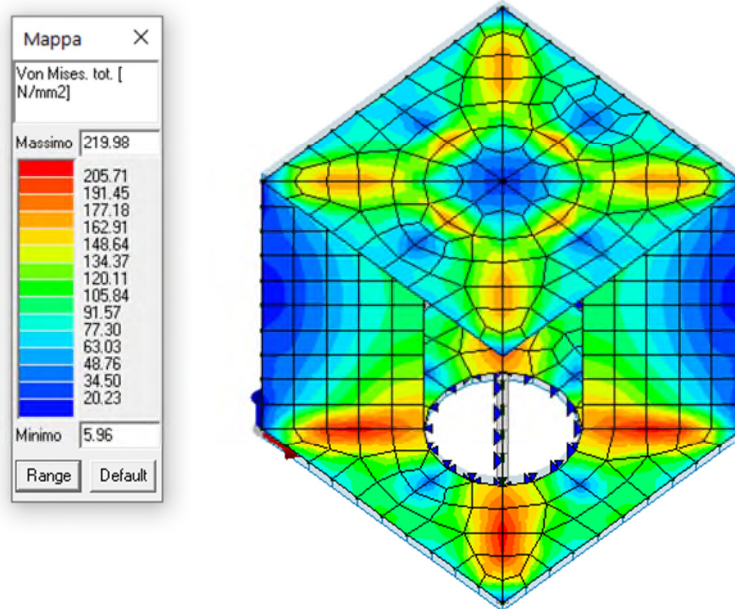


Fig. 18. - Tensioni Von Mises

Si sono considerate:

- Piastra spessore 20 mm, acciaio S275
- Irrigidimenti spessore 10 mm, acciaio S275;

La verifica tensionale risulta soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{Rd} = 275/1,05 = 261,90 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{id} = 219,98 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito la verifica delle saldature a cordone d'angolo spessore 8 mm 4x360 mm.

### DIMENSIONAMENTO SALDATURA

#### MATERIALE

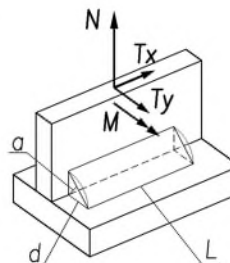
classe	S275	classe acciaio
$f_{tk}$	430 MPa	tensione di rottura dell'elemento più debole collegato
$f_{yk}$	275 MPa	tensione di snervamento dell'elemento più debole collegato
E	210.000 MPa	modulo elastico
$\gamma_{M1}$	1,05	coeff. Di sicurezza sui profili
$\gamma_{M2}$	1,25	coeff. Di sicurezza sulla saldatura
$\beta$	0,85	
$\beta_1$	0,70	
$\beta_2$	0,75	

#### CARATTERISTICHE SEZIONE SALDATURA

$\alpha$	90,0°	angolo fra i piatti
$\sin(\alpha/2)$	0,7071	
$\cos(\alpha/2)$	0,7071	

#### SALDATURA 1

d	8 mm	lato cordone saldatura
a	6 mm	altezza di gola
L1	1440 mm	lunghezza cordone saldatura
Wx	1955009 mm <sup>3</sup>	modulo di resistenza



#### SOLLECITAZIONI

N	0 kN	forza di trazione/compressione agente sul piano ortogonale della saldatura
Tx	1372 kN	forza di taglio agente in asse sul piano della saldatura
Ty	0 kN	forza di taglio agente ortog. all'asse della saldatura
M	0 kNm	Momento flettente d'incastro

#### verifica metodo 1

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}), \quad (4.2.75)$$

$\sigma_{\perp}$   MPa

$\tau_{\perp}$   MPa

$\tau_{\parallel}$   MPa

quindi 291,7 < 404,7

**VERIFICATO**

#### verifica metodo 2

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / (\sqrt{3} \beta \gamma_{M2})$$

$F_{w,Ed}$  953 kN/m

$F_{w,Rd}$  1.322 kN/m

forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza  
resistenza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} = 0,72$  **VERIFICATO**

#### verifica metodo 3

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (4.2.78)$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}, \quad (4.2.79)$$

Sulla sezione ribaltata di gola si hanno le seguenti sollecitazioni

$n_{\perp}$  0,0 MPa

$t_{\perp}$  0,0 MPa

$\tau_{\parallel}$  168,4 MPa

3a - 4.2.78 168,4 < 192,5

**VERIFICATO**

3b - 4.2.79 0,0 < 206,3

**VERIFICATO**

Chioggia, Gennaio 2021

Il Progettista

FONTOLAN Dott. Ing. CIRILLO