



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

Autorità di Sistema Portuale del Mar Tirreno Centro Settentrionale



NUOVO PORTO COMMERCIALE DI FIUMICINO

PROGETTO ESECUTIVO I LOTTO FUNZIONALE I STRALCIO "Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere"

Committente:

Il presidente
AVV. Francesco Maria Di Majo

Il responsabile del procedimento
Dott. Ing. Maurizio Marini

Il coordinatore generale
Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progettazione:

**ACQUA
TECNO**

Ing. Renato Marconi
Ing. Paolo Turbolente
Ing. Barbara Doronzo

Consulenza specialistica
strutturale:

SGEIDUS S.r.l.



Titolo elaborato

Elaborato

A.2202.12 | PE | R

STR01

Scala

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

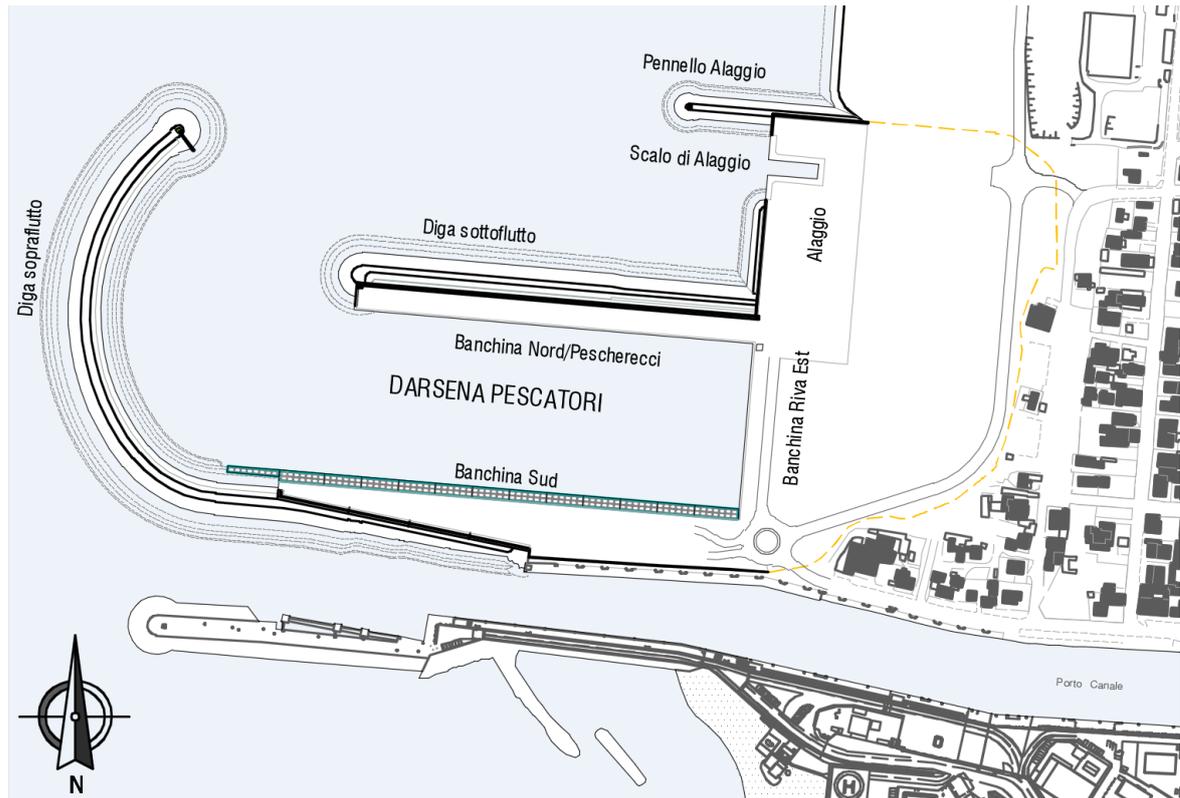
Data	Preparato	Controllato	Approvato
Novembre 2020	Ing. Francesco Formica	Ing. Francesco Del Tosto	Ing. Renato Marconi
Revisione	Data		
01	Giugno 2021		
02	Febbraio 2022		

1. PREMESSA	1
2. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	2
2.1. Diga sopraflutto/Banchina Sud	2
2.2. Diga sottoflutto/Banchina Nord	3
2.3. Banchina Est	4
2.4. Altre opere minori	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
4. MATERIALI	6
5. AZIONI SULLE STRUTTURE.....	9
5.1. Azioni verticali.....	9
5.2. Azioni orizzontali.....	9
5.2.1. Azione sismica.....	9
5.2.2. Tiro alle bitte	11
5.3. Coazioni derivanti dalla consolidazione dello strato di argilla.....	12
5.4. Combinazione delle azioni	14
6. CRITERI DI CALCOLO	15
7. BANCHINA A GIORNO.....	18
7.1. Analisi della struttura	18
7.2. Impalcato in c.a. – sollecitazioni e verifiche	23
7.2.1. Dalle	23
7.2.2. Travi di bordo.....	30
7.2.3. Pulvini	36
7.2.4. Soletta armature in opera d’estradosso.....	37
8. PONTILE BUNCHERAGGIO	39
8.1. Analisi della struttura	39
8.2. Impalcato in c.a. – sollecitazioni e verifiche	44

9. GIUNTI BANCHINA/PONTILE	44
9.1. Giunti di banchina	44
9.2. Giunto banchina/pontile	44
10. PALI DI BANCHINA/PONTILE	46
10.1. Pali di banchina	46
10.1.1. Verifica sezione testa palo in c.a.	46
10.1.2. Verifica sezione palo metallica.....	49
10.1.3. Verifica sezione testa palo in c.a. in corrispondenza del giunto.....	52
10.1.4. Punzonamento palo impalcato.....	55
10.1.5. Lunghezza di ancoraggio armature testa palo	56
10.2. Pali pontile.....	58
10.2.1. Verifica sezione testa palo in c.a.	58
10.2.2. Verifica sezione palo metallica.....	61
11. TRAVI DI CORONAMENTO PALANCOLATI TIRANTATI.....	64
11.1. Dimensionamento trave di coronamento.....	64
11.1.1. Sollecitazioni e verifiche (SLU).....	64
11.1.2. Verifica LSE.....	68
11.1.3. Trasferimento tiro bitta su testa palancola.....	68
11.2. Dimensionamento tirante.....	70
11.3. Dimensionamento travi di correa.....	70
12. MURI PARAONDE	73
12.1. Geometrie	73
12.2. Verifiche di stabilità	74
12.3. Verifiche strutturali.....	74
13. CORDOLO TRAVEL-LIFT	76
14. PLINTO BASAMENTO GRU	77

1. PREMESSA

Il presente elaborato, redatto ai sensi dell'art. 37 del D.P.R. 207/2010, costituisce la relazione di calcolo delle strutture di cui al progetto esecutivo della Darsena Pescherecci nell'ambito delle opere previste per la realizzazione del “Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino- I Lotto Funzionale”.



In dettaglio le strutture trattate riguardano le seguenti opere in cemento armato:

- Banchina a giorno e pontile bunkeraggio (Banchina Sud)
- Cordoli di coronamento dei palancolati (Banchina Nord e Scalo/Banchina di Alaggio)

Si riportano inoltre i calcoli e le verifiche dei muri paraonde realizzati in calcestruzzo non armato. Per la quantificazione delle azioni agenti sui citati muri derivanti dall'effetto del moto ondoso, richiamate nel presente documento in quanto dimensionanti per le strutture, si fa riferimento allo studio meteomarinario riportato nei documenti ad esso dedicati.

Per quanto concerne le problematiche più spiccatamente geotecniche quali dimensionamento dei palancolati, valutazioni sulla capacità portante del terreno in relazione agli elementi strutturali previsti in progetto, evoluzioni dei cedimenti a breve e lungo termine, si rimanda alla apposita documentazione specialistica.

2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

2.1. Diga sopraflutto/Banchina Sud

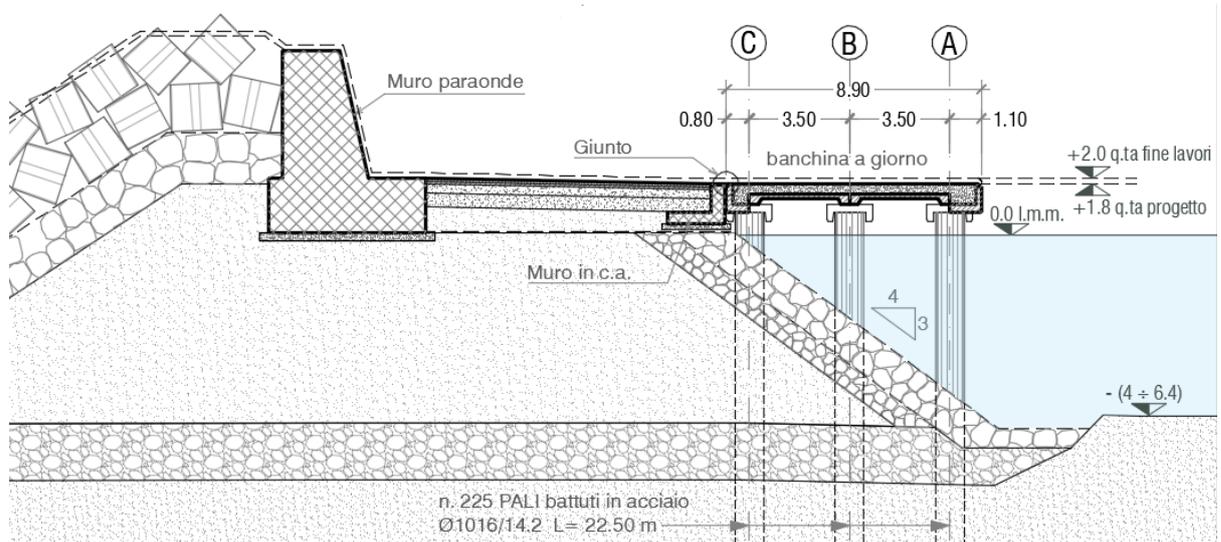
Sulla diga di sopraflutto le strutture principali previste in progetto sono la banchina a giorno e, in proseguimento, il pontile buncheraggio rivolti verso la darsena a Nord ed il muro paraonde rivolto ovviamente verso il mare aperto a Sud. Le strutture di banchina sono realizzate su pali battuti in acciaio posti ad interasse longitudinale di 5 mt mentre il deck è costituito da strutture in cemento armato normale. Per la realizzazione del banchinaggio si prevede la posa in opera di un sistema modulare di elementi prefabbricati in c.a. posizionati sulle teste dei pali, in una fase successiva è prevista la solidarizzazione di tali elementi, comprese le teste dei pali, mediante un getto di completamento opportunamente armato. La banchina ed il pontile sono strutturalmente indipendenti in quanto separate da un giunto di 20 cm. Nella banchina, che presenta un maggiore sviluppo, si prevedono dei giunti trasversali nel deck con cadenza all'incirca di 30 mt.

Il muro paraonde si realizza completamente in calcestruzzo non armato per ragioni di durabilità visto la funzione che deve svolgere e presenta una sezione schematicamente riportata nelle immagini successive con altezze variabili dello spiccatto da 1,70 m a 4.50 m. Lo sviluppo totale è di circa 214 m ed è anch'esso provvisto di giunti dotati di chiave di taglio posti ad interasse di 20 mt ca.

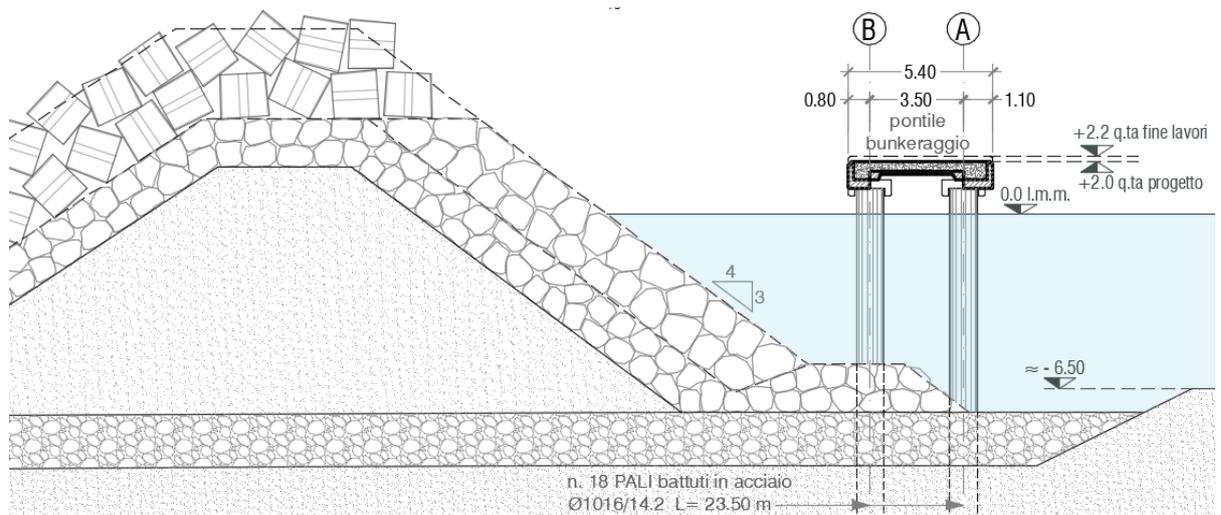
Ubicazione planimetrica



Sezione banchina



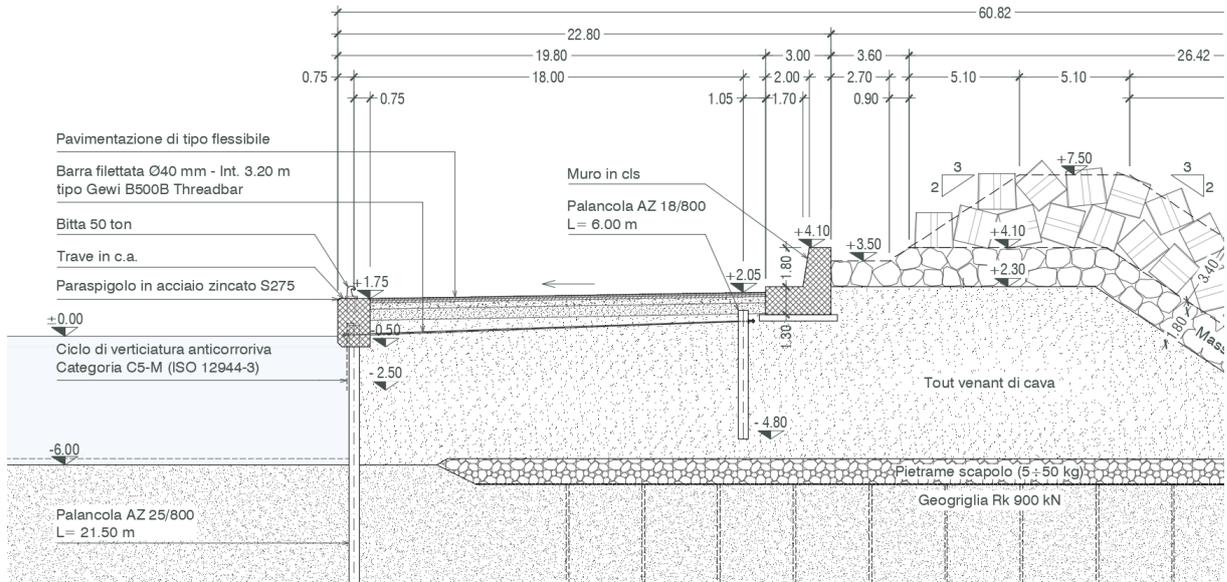
Sezione pontile



2.2. Diga sottoflutto/Banchina Nord

La banchina Nord viene realizzata con palancolati tirantati collegati a palancolati di ancoraggio posti a tergo a distanza di circa 19 m. I palancolati principali (bordo banchina) sono provvisti in sommità di trave di coronamento su cui vengono alloggiate bitte di ormeggio di vario tipo. L'azione dei tiranti viene ripartita sulle palancole da apposite travi di correa realizzate con profili metallici standard che, dal lato mare, rimangono annegate nel getto della trave di coronamento. Pertanto la funzione

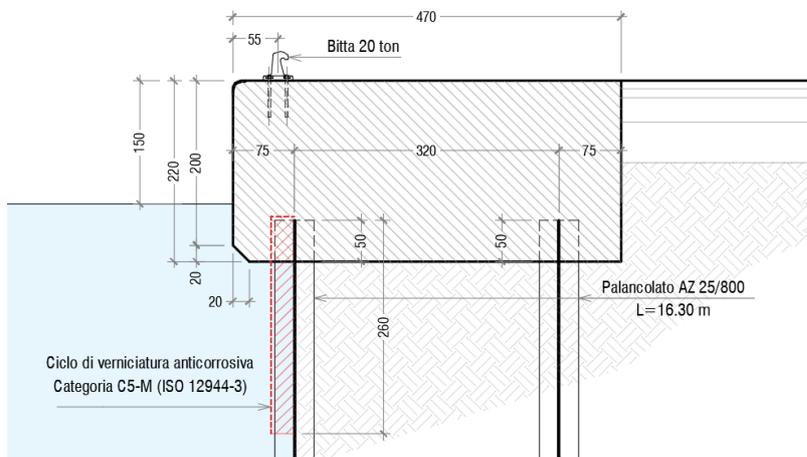
principale della trave di coronamento è di garantire il trasferimento del tiro alla bitta, esercitato dalle imbarcazioni ormeggiate, al palancolato sottostante. Il lato opposto della banchina è protetto da un muro in cls non armato.



2.3. Banchina Est

La banchina Est viene realizzata con palancolati tirantati analoghi a quelli utilizzati per la banchina Nord. Nella zona Nord della banchina è prevista la realizzazione di uno scalo alaggio. Lo scalo alaggio è costituito da una piccola darsena di dimensioni 12,50 m x 40,50 m la cui struttura è costituita da un grosso cordolo in cemento armato formato a ferro di cavallo che insiste su un doppio palancolato. Tale struttura dovrà fornire supporto al passaggio di un travel lift necessario per le operazioni di alaggio.

SEZIONE TRASVERSALE CORDOLO SCALO ALAGGIO



2.4. Altre opere minori

Ulteriori opere strutturali in c.a. di minore rilevanza presenti in progetto sono il basamento per una gru di banchina (banchina Est), tre basamenti per i fari di segnalazione, un muro di recinzione, un muro per alloggiare gli impianti a servizio della banchina a giorno, alcuni muri di protezione in cls non armato.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche di resistenza sono state realizzate in accordo con le prescrizioni dell'Eurocodice. Nello specifico sono state utilizzate le seguenti normative:

- Legge n. 1086 del 5/11/1971:

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica. (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321);

- Legge 2 febbraio 1974, n. 64:

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche. (G.U. 21 marzo 1974 n. 76);

- D.M. 17/01/2018: Norme tecniche per le costruzioni;

- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP.

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

- Eurocodice 2 Progettazione delle strutture in cemento armato

4. MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono di seguito riportate:

CALCESTRUZZI

Classe di resistenza del calcestruzzo per sottofondazioni C12/15 (Rck 15 N/mm²)

Classe di resistenza del calcestruzzo per getti in opera ed elementi prefabbricati: **C35/45**

Classe di esposizione XS3: Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.

Massimo rapporto a/c : 0,45

Contenuto minimo di cemento: 360 kg/mc

Caratteristiche meccaniche

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	45 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	35 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	1,5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	0,85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	43 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	f_{ctm}	3,2 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2,2 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	4,2 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	34077 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione f_{cd}	ϵ_{c2}	0,0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{cu}	0,0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	f_{cd}	19,83 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	f_{ctd}	1,50 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	15,75 [MPa]

Coefficiente dilatazione termica 1,00E-05

ACCIAIO IN BARRE PER ARMATURE

Classe B450C

Tensione di snervamento nominale $f_{y,nom}$ 450 [MPa]

Tensione di rottura nominale $f_{t,nom}$ 540 [MPa]

Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	1,15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	210000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0,001863 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0,01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391,3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]

Coefficiente dilatazione termica 1,20E-05

COPRIFERRI

Vita nominale opera $V_n = 100$ anni.

Strutture prefabbricate

- Elementi a piastra $c = 50$ mm
- Altri Elementi $c = 55$ mm

Strutture gettate in opera

- Elementi a piastra $c = 55$ mm
- Altri Elementi $c = 60$ mm

Prevedere in fase esecutiva controlli di qualità che comportino la misura dei copriferri.

ACCIAIO DA CARPENTERIA (escluso palancole)

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

- S275 profilati standard/piatti/tubolari pali

tensioni caratteristiche: $f_{yk} = 275$ N/mm² $f_{tk} = 430$ N/mm²

BULLONI Classe 8.8

secondo UNI EN ISO 4016:2002,

UNI 5592:1968,

UNI EN ISO 898-1:2001

TIRANTI PALANCOLE (Tipo "GEWI" B500B)

tensioni caratteristiche: $f_{p=0,2k} = 500$ N/mm² $f_{tk} = 550$ N/mm²

5. AZIONI SULLE STRUTTURE

5.1. Azioni verticali

Si assume per il calcestruzzo armato una densità di peso pari a:

$$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ kN} / \text{m}^3$$

Per gli elementi in carpenteria metallica

$$\gamma_{acc} = 78.5 \text{ kN} / \text{m}^3$$

Sul piano di banchina si considera un carico uniformemente ripartito pari a

$$q = 20.0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

che involuppa sia i permanenti portati (peraltro trascurabili) che i carichi accidentali. Pertanto si considera agente in ogni condizione di carico, compresa quella sismica, almeno un'aliquota pari al 30% del valore menzionato.

Per le verifiche locali si considera, come per gli impalcati da ponte (NTC 2018 - § 5.1.3.3.3), il più gravoso tra lo **Schema di Carico 2**, costituito da un singolo asse da 2 m che scarica 200 kN per ruota su impronte rettangolari di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, e lo **Schema di Carico 3** costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m.

5.2. Azioni orizzontali

5.2.1. Azione sismica

Per le opere in esame si considerano i parametri sismici, secondo il metodo semplificato proposto dalla NTC-08 e ripreso nella NTC-18, nelle coordinate geografiche del sito in cui è ubicata l'opera:

LONGITUDINE	LATITUDINE
12,23000	41,78000

Cu	1.50	coefficiente d'uso per classe III
Vn	100 anni	vita nominale dell'opera (tipo 3: >= 50 anni)
Vr	100 anni	periodo di riferimento per azione sismica

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T _R		
Stati limite di esercizio - SLE	SLO - P _{VR} = 81%	90
	SLD - P _{VR} = 63%	151
Stati limite ultimi - SLU	SLV - P _{VR} = 10%	1424
	SLC - P _{VR} = 5%	2475

Parametri sismici:

SLATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _C [*] [s]
SLO	90	0.044	2.609	0.276
SLD	151	0.052	2.642	0.291
SLV	1424	0.092	2.858	0.347
SLC	2475	0.105	2.899	0.359

Categoria di sottosuolo **C**

Parametri spettri

	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLO	1.500	0.144	0.433	1.755	0.691	1.625	1.500
SLD	1.500	0.149	0.447	1.785	0.757	1.598	1.500
SLV	1.500	0.169	0.507	1.938	1.106	1.504	1.500
SLC	1.500	0.174	0.521	1.999	1.225	1.483	1.500

Fattori di comportamento

	SLO	SLD	SLV	SLC
Direz. X1	1.000	1.000	1.110	1.000
Direz. Y1	1.000	1.000	1.110	1.000
Direz. Z	1.000	1.000	1.500	1.000

Diagrammi spettri di progetto

Function Name: DARSENA FIUMICINO

Function Damping Ratio: 0.05

Parameters:

- ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude
- ag, F0 and Tc* - by Island
- ag, F0 and Tc* User Specified
- Site Longitude (degree): 12.23
- Site Latitude (degree): 41.78
- Island Name: [Empty]
- Limit State: SLD
- Usage Class: III
- Nominal Life: 100.
- Peak Ground Acc., ag/g: 0.0515
- Magnification Factor, F0: 2.6457
- Reference period, Tc*: 0.2914
- Spectrum Type: Design Horizo
- Soil Type: C
- Topography: T1
- h/H ratio: 1.
- Spectrum Period, Tb: 0.1532
- Spectrum Period, Tc: 0.4596
- Spectrum Period, Td: 1.806
- Damping Percentage, Xi: [Empty]
- Behavior Factor, q: 1.

Define Function:

Period	Acceleration
0.	0.0773
0.1532	0.2044
0.4596	0.2044
0.5596	0.1679
0.6596	0.1424
0.7596	0.1237
0.8596	0.1093
0.9596	0.0979

Function Graph:

Graph showing a blue curve on a grid. A red dot is located at (0.2942, 0.2044).

Buttons: Display Graph, OK, Cancel

Function Name
 DARSENA FIUMICINO

Function Damping Ratio
 0.05

Parameters

ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude

ag, F0 and Tc* - by Island

ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree)

Site Latitude (degree)

Island Name

Limit State

Usage Class

Nominal Life

Peak Ground Acc., ag/g

Magnification Factor, F0

Reference period, Tc*

Spectrum Type

Soil Type

Topography

h/H ratio

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

Damping Percentage, Xi

Behavior Factor, q

Define Function

Period	Acceleration
0.	0.1355
0.1728	0.3508
0.5183	0.3508
0.6183	0.2941
0.7183	0.2531
0.8183	0.2222
0.9183	0.198
1.0183	0.1786

Function Graph

(0.316 , 0.3508)

5.2.2. Tiro alle bitte

Dislocate lungo le strutture di banchina sono disposte bitte di ormeggio di varie tipologie:

- Bitte da 10 ton = 100 kN
- Bitte da 20 ton = 200 kN
- Bitte da 30 ton = 300 kN
- Bitte da 50 ton = 500 kN

Detti carichi si utilizzano per verificare localmente le strutture in cemento armato. Nelle analisi globali, sulla base delle disposizioni previste, l'azione orizzontale derivante dai tiri alle bitte può essere involupata dai seguenti carichi distribuiti nell'unità di lunghezza:

Banchina a giorno 50.0 kN/m

Pontile bunkeraggio 21.5 kN/m

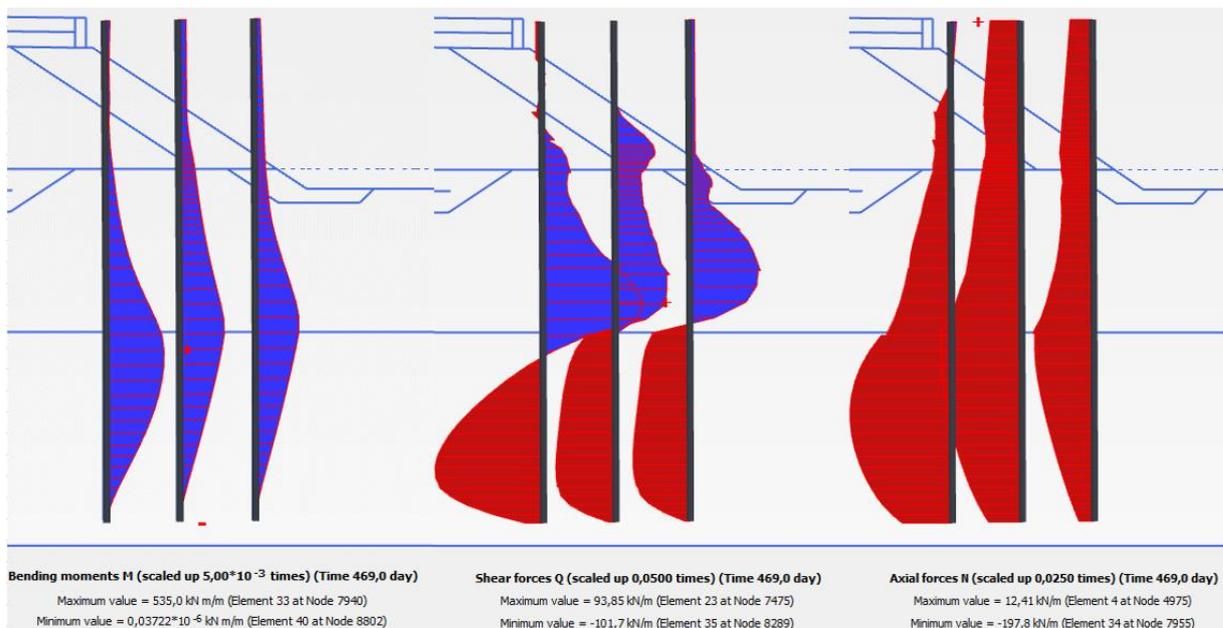
5.3. Coazioni derivanti dalla consolidazione dello strato di argilla

Sui pali verranno sommate le sollecitazioni derivanti dagli effetti della consolidazione dello strato argilloso profondo a seguito della realizzazione della diga di sopraflutto elaborate nelle analisi geotecniche effettuate. I diagrammi si riferiscono al breve termine (fine lavori) ed a lungo termine (a consolidazione avvenuta) per la banchina a giorno e per il pontile bunkeraggio.

BANCHINA A GIORNO

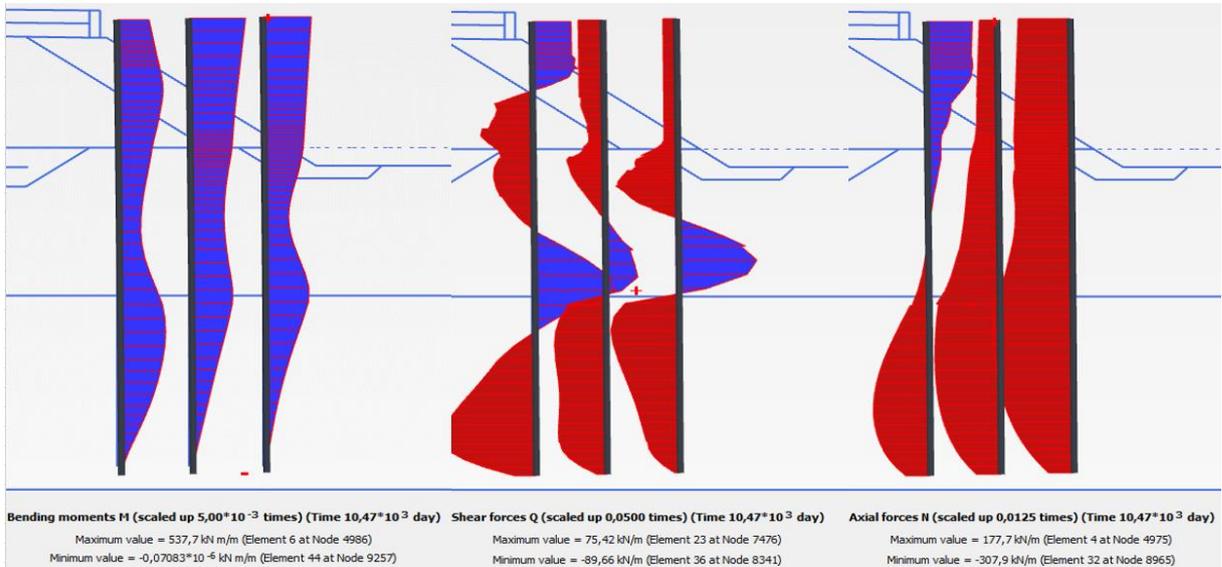
FINE LAVORI

Mmax	Tmax	Nmax
KN*m	KN	KN
535	101,7	-197,8



CONSOLIDAZIONE

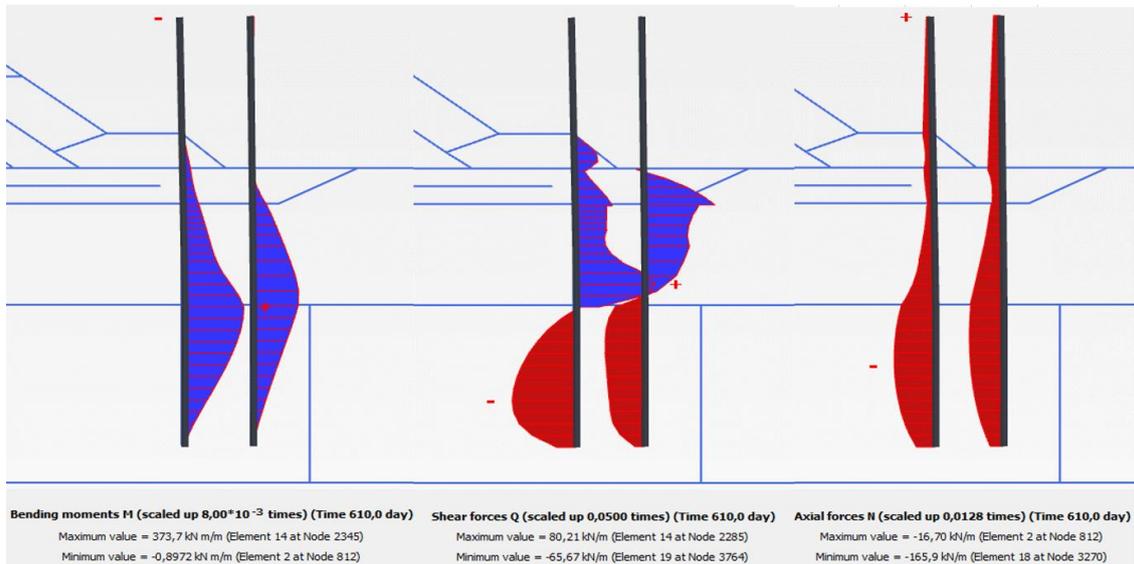
Mmax	Tmax	Nmax
KN*m	KN	KN
537,7	89,66	-307,9



PONTILE BUNKERAGGIO

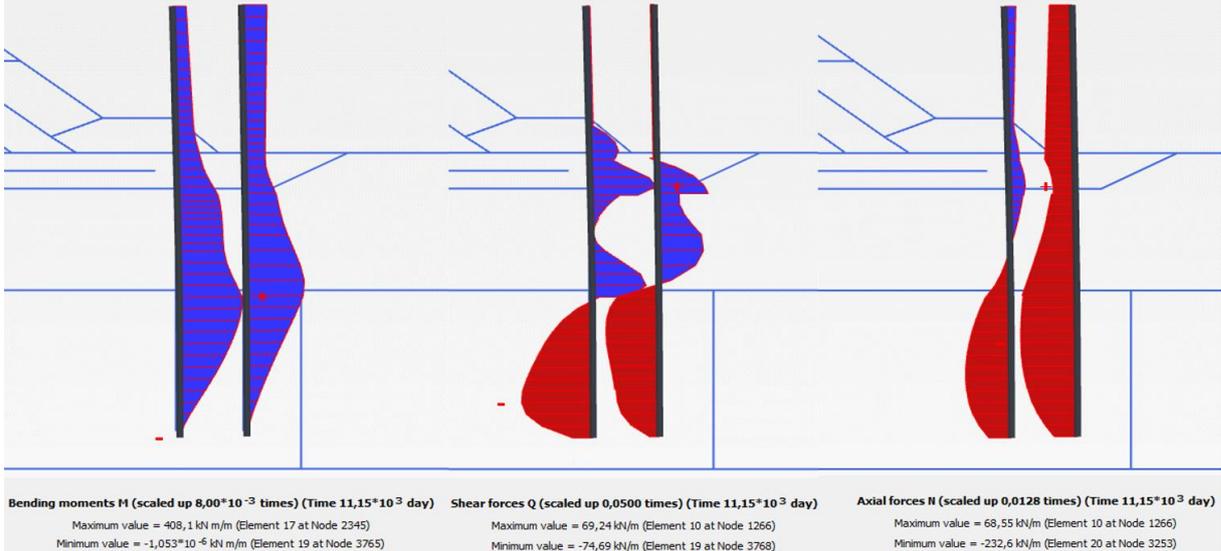
FINE LAVORI

Mmax	Tmax	Nmax
KN*m	KN	KN
373,7	80,21	165,9



CONSOLIDAZIONE

Mmax	Tmax	Nmax
KN*m	KN	KN
408,1	74,69	232,6



5.4. Combinazione delle azioni

CARICHI ELEMENTARI		γ STR	Ψ_0 di combin.	Ψ_1 val. freq.	Ψ_2 quasi perm.
Pesi propri strutturali	G	1.35 / 1.00			
Cedimenti vincolari (deformazioni di consolidazione)	δ	1.20 / 0.00			
Accidentali di banchina + permanenti					
Carichi distribuiti	q	1,5	0,7	0,5	0,3
Carichi variabili da traffico (verifiche locali)					
Carico assale singolo (Schema di car. 2)	Q 2k	1,35	/	/	/
Carichi concentrati (Schemi di car. 3)	Q 3k	1,35	/	/	/
Tiro bitte					
Verifiche globali/locali	Tb	1,5	0.7	0.5	0

SLU)	$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2}$ $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$ $1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$	esercizio sisma masse associate $G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$ combinazione delle diverse componenti sismiche (NTC § 7.3.5.) (da considerarsi con rotazione dei coefficienti)
SLE)	$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$ $G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$ $G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$	combinazione CARATTERISTICA ("rara"-SLE irreversibili) combinazione FREQUENTE (SLE reversibili) comb. QUASI PERMANENTE (SLE a lungo termine)

6. CRITERI DI CALCOLO

Per le strutture della banchina e del pontile le sollecitazioni nei vari elementi che le compongono vengono desunte da un calcolo elettronico operante con due modelli spaziali che discretizzano rispettivamente un tratto di banchina lungo 30 mt (compreso tra due giunti) e l'intera struttura del pontile. L'interazione terreno/struttura viene simulata operando con molle distribuite lateralmente lungo i pali aventi rigidità variabile in funzione della stratigrafia attraversata. Poiché la portanza dei pali viene fornita dall'attrito laterale alla base si schematizza un vincolo rigido.

MODULI ELASTICI MATERIALI DIGA

Materiale	E'
-	[MPa]
Tout-Venant (nucleo)	40
Massi (filtro)	50
Massi (mantellata)	50
Antifer	50

MODULI ELASTICI TERRENO

z	Materiale	E'	Eed
[m]	-	[MPa]	[MPa]
1	sabbia	15	-
2	sabbia	15	-
3	sabbia	15	-
4	sabbia	15	-
5	sabbia	15	-
6	sabbia	15	-
7	argilla	-	0,8
8	argilla	-	0,9
9	argilla	-	1,0
10	argilla	-	1,1
11	argilla	-	1,2
12	argilla	-	1,3
13	argilla	-	1,4
14	argilla	-	1,5
15	argilla	-	1,6
16	argilla	-	2,2
17	argilla	-	2,4
18	argilla	-	2,3
19	argilla	-	2,4
20	argilla	-	2,5
21	argilla	-	2,6
22	argilla	-	2,7
23	argilla	-	2,6
24	argilla	-	2,7
25	argilla	-	2,8
26	argilla	-	2,9
27	argilla	-	3,0
28	argilla	-	3,1
29	argilla	-	3,2
30	argilla	-	3,3

Per le strutture in esame è stata applicata l'azione sismica e condotta un'analisi dinamica lineare considerando un numero di modi tali da eccitare più dell'85% della massa ed un fattore di struttura posto cautelativamente $q=1$. Poiché a risentire delle azioni orizzontali sono principalmente i pali in acciaio, avendo questi una sezione di classe 3, non è possibile ammettere plasticizzazioni.

Le modellazioni ad elementi finiti e le analisi sono state eseguite con il software Sap 2000 (Aut./prod. "C.S.i"). Le strutture sono definite sulla base degli assi baricentrici degli elementi monodimensionali (frame) e dei piani medi degli elementi bidimensionali (shell), per tenere conto dei disassamenti tra le aste/piani baricentrici della geometria reale sono stati attivati offset rigidi.

L'analisi della trave di coronamento in c.a. dei palancolati delle banchine Nord e di riva viene eseguita anch'essa con un calcolo elettronico operante con un modello spaziale che schematizza un tratto di trave vincolata orizzontalmente ai tiranti collegati alla paratia di ancoraggio retrostante, realizzata anch'essa con palancole metalliche, e verticalmente al palancolato stesso di banchina. L'azione dimensionante per la trave di coronamento deriva dal tiro alle bitte da 50 ton che vengono alloggiare in prossimità del bordo lato mare, tale azione sul modello si applica come forza statica equivalente e pertanto viene condotta un'analisi statica lineare per questa struttura. Essa svolge la funzione di trasferire il tiro alla bitta al palancolato tirantato, a quest'ultimo vengono affidate quindi sia le azioni delle bitte che le spinte che si generano nei terreni a tergo.

Di seguito vengono tabulati i tiri massimi (fattorizzati) che si hanno nei tiranti derivanti dalle analisi geotecniche:

FINE LAVORI

Sezione	N [KN]	N_tiro alla bitta [KN]	N_carico di piazzale [KN]
Banchina Nord	228,992	316,16	328,96
Banchina di Riva	261,696	384	436,8

1 ANNO

Sezione	N [KN]	N_tiro alla bitta [KN]	N_carico di piazzale [KN]
Banchina Nord	199,488	220,16	267,232
Banchina di Riva	252,768	371,2	422,4

Fine consolidazione (25anni)

Sezione	N [KN]	N_tiro alla bitta [KN]	N_carico di piazzale [KN]
Banchina Nord	152,096	220,16	267,232
Banchina di Riva	233,632	347,84	384,32

Per tali azioni vengono dimensionate anche le travi di correa in acciaio posizionate sul palancolato in corrispondenza dei tiranti che presentano un interasse di 3,2 m.

Per le opere minori (strutture in c.a. dello scalo alaggio, plinto di fondazione per gru da banchina, etc.), essendo analizzabili con semplici schemi statici si illustrano di volta in volta i criteri di calcolo utilizzati.

Le verifiche delle sezioni si eseguono secondo il metodo agli Stati Limite.

Per gli stati limite di esercizio, ove necessario, si effettuano le seguenti verifiche:

Verifica delle tensioni di esercizio

Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio:

- $\sigma_c < 0,60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara)
- $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente.

Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio:

- $\sigma_s < 0,8 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara)

Verifica a fessurazione

Si evidenziano nella tabella seguente i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione:

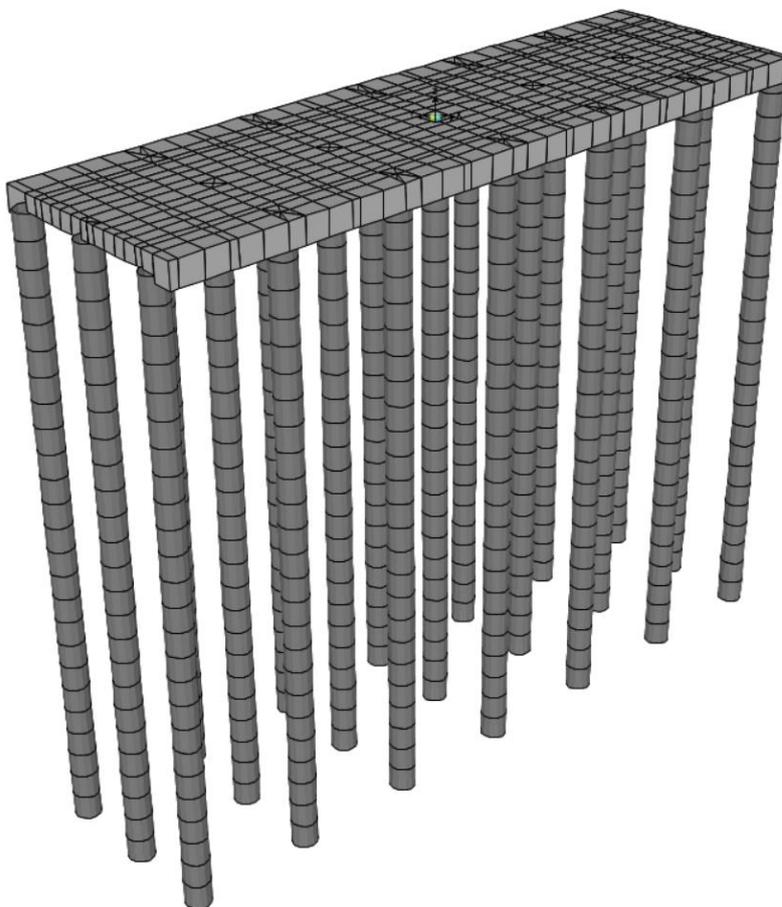
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap.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

$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
 $w_2 = 0,3 \text{ mm}$
 $w_3 = 0,4 \text{ mm}$

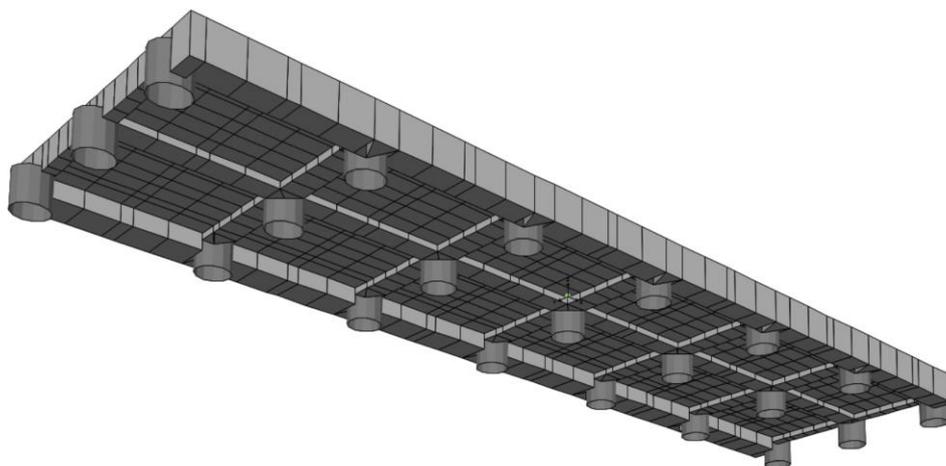
7. BANCHINA A GIORNO

7.1. Analisi della struttura

Vista modello
spaziale



Intradosso
deck

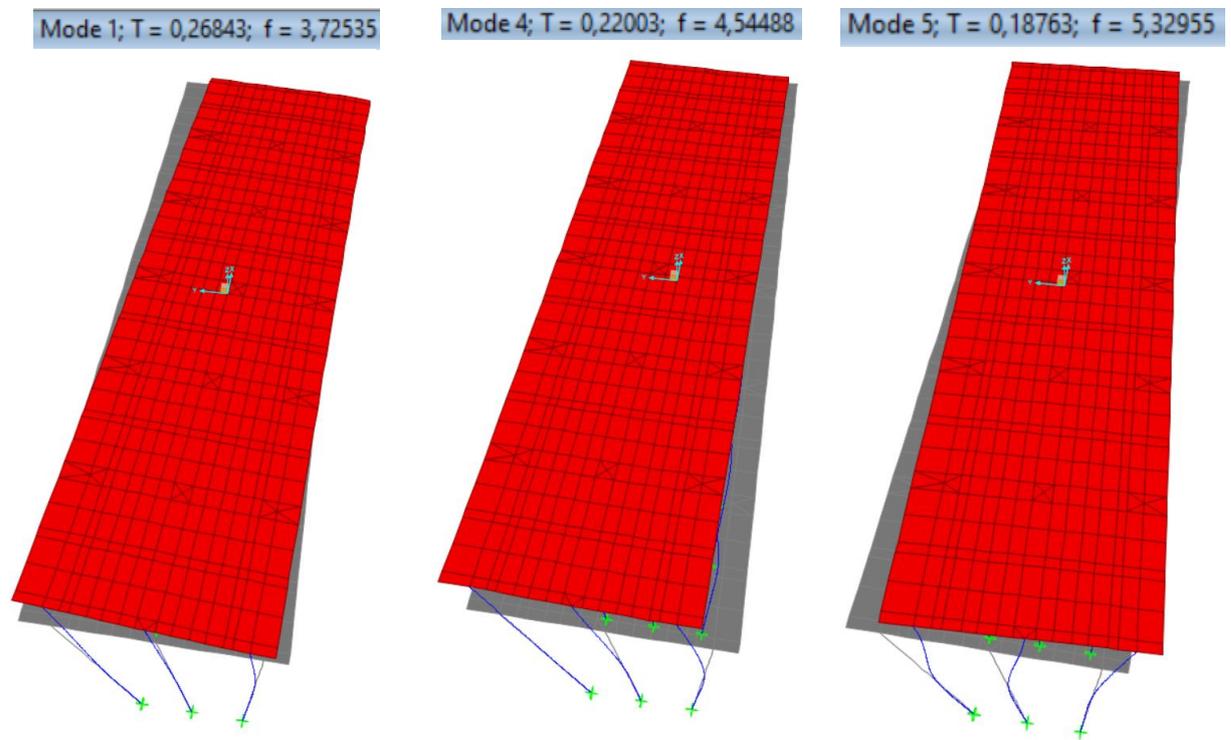


Risultati analisi modale

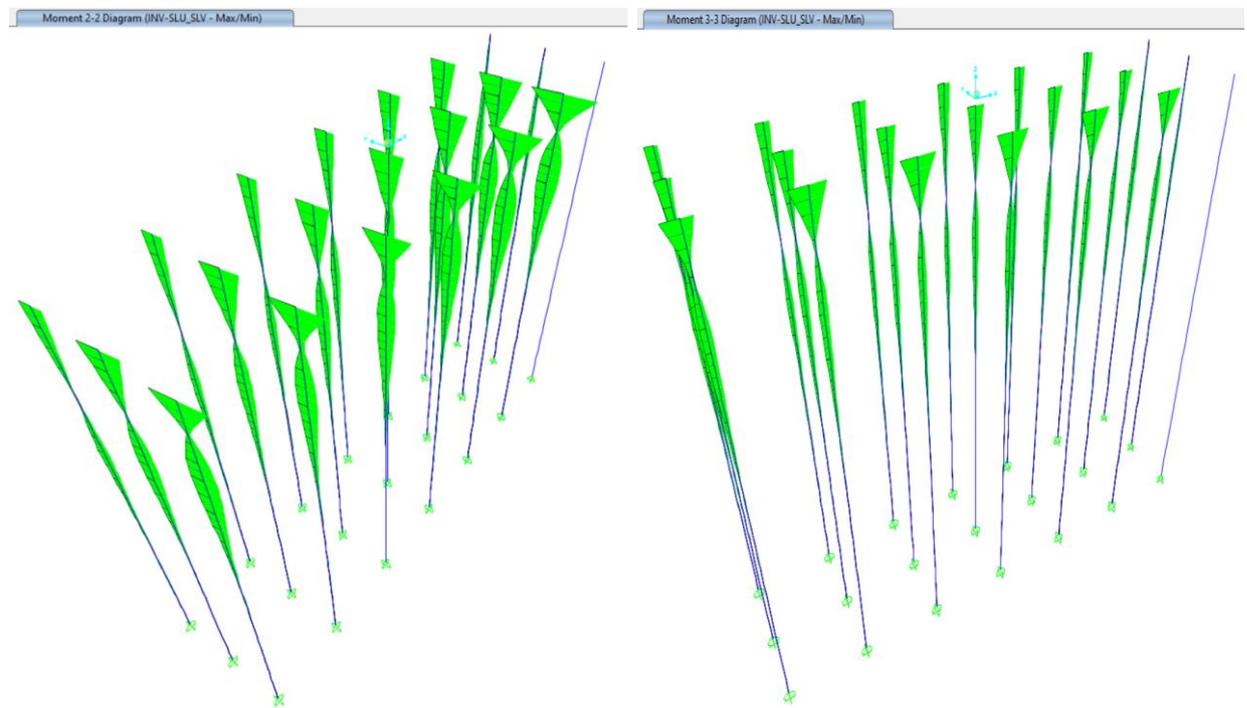
TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
AMODAL	Acceleration	UX	99,2417	86,9227
AMODAL	Acceleration	UY	99,2689	86,4681
AMODAL	Acceleration	UZ	0,1240	0,0118

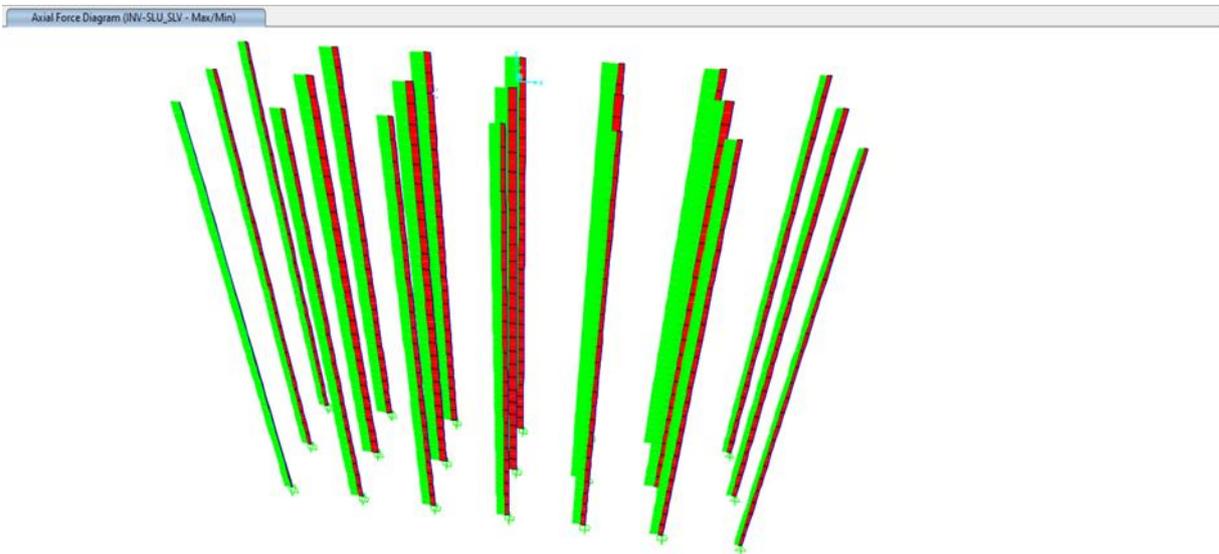
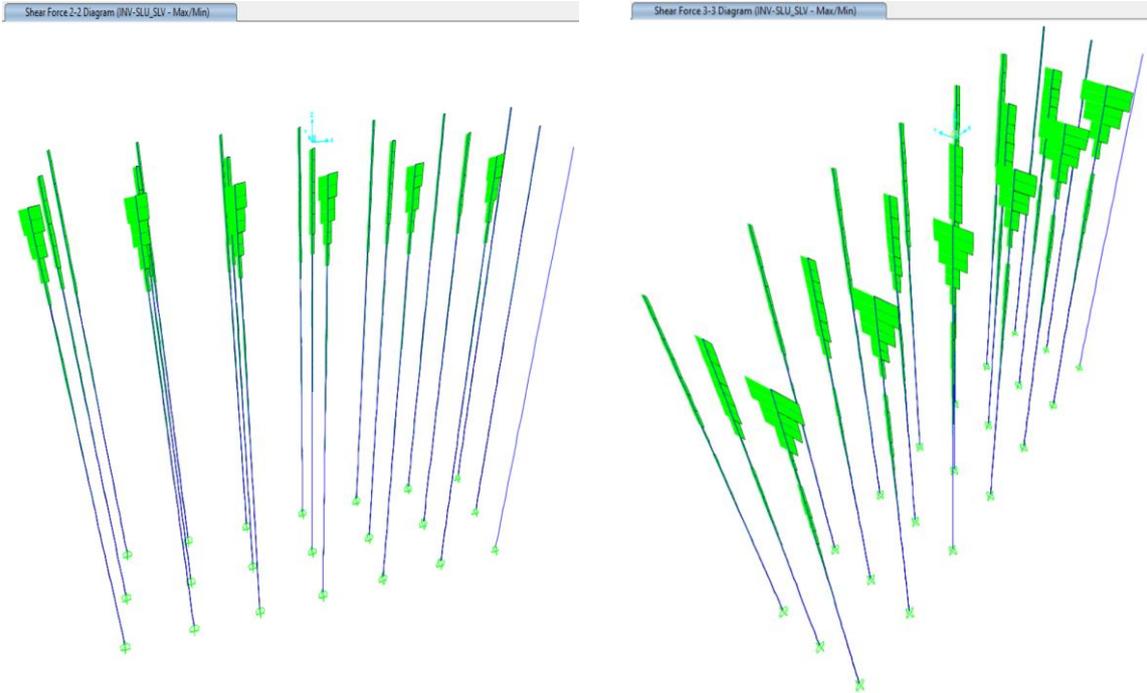
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,2684	0,1754	0,2194	0,0000	0,1754	0,2194	0,0000	0,0378	0,0103	0,3762	0,0378	0,0103	0,3762
Mode	2	0,2288	0,0000	0,0050	0,0000	0,1754	0,2244	0,0000	0,0005	0,0000	0,0128	0,0383	0,0103	0,3890
Mode	3	0,2288	0,0050	0,0000	0,0000	0,1805	0,2245	0,0000	0,0000	0,0002	0,0003	0,0383	0,0105	0,3892
Mode	4	0,2200	0,2617	0,5120	0,0001	0,4422	0,7365	0,0001	0,0912	0,0162	0,0421	0,1295	0,0267	0,4314
Mode	5	0,1876	0,3766	0,0766	0,0000	0,8188	0,8131	0,0001	0,0145	0,0259	0,3396	0,1440	0,0526	0,7710
Mode	6	0,1323	0,0040	0,0005	0,0000	0,8227	0,8135	0,0001	0,0001	0,0002	0,0013	0,1440	0,0528	0,7723
Mode	7	0,1323	0,0005	0,0040	0,0000	0,8232	0,8175	0,0001	0,0006	0,0000	0,0097	0,1446	0,0528	0,7820
Mode	8	0,0858	0,0000	0,0134	0,0000	0,8232	0,8309	0,0001	0,0879	0,0000	0,0104	0,2325	0,0529	0,7923
Mode	9	0,0858	0,0002	0,0090	0,0000	0,8235	0,8399	0,0001	0,0590	0,0006	0,0026	0,2916	0,0534	0,7949
Mode	10	0,0858	0,0007	0,0007	0,0000	0,8242	0,8406	0,0001	0,0048	0,0020	0,0019	0,2964	0,0554	0,7968
Mode	11	0,0858	0,0009	0,0000	0,0000	0,8250	0,8406	0,0001	0,0001	0,0021	0,0030	0,2965	0,0576	0,7998
Mode	12	0,0858	0,0000	0,0004	0,0000	0,8250	0,8410	0,0001	0,0023	0,0000	0,0001	0,2988	0,0576	0,7998
Mode	13	0,0858	0,0002	0,0000	0,0000	0,8253	0,8410	0,0001	0,0000	0,0006	0,0002	0,2988	0,0582	0,8000
Mode	14	0,0858	0,0000	0,0000	0,0000	0,8253	0,8410	0,0001	0,0003	0,0000	0,0000	0,2990	0,0582	0,8000
Mode	15	0,0858	0,0000	0,0000	0,0000	0,8253	0,8410	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,2990	0,0584	0,8000
Mode	16	0,0858	0,0000	0,0000	0,0000	0,8253	0,8410	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,2990	0,0584	0,8000
Mode	17	0,0858	0,0000	0,0000	0,0000	0,8253	0,8410	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,2991	0,0584	0,8001
Mode	18	0,0858	0,0000	0,0000	0,0000	0,8253	0,8410	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,2991	0,0584	0,8001
Mode	19	0,0858	0,0213	0,0000	0,0000	0,8467	0,8410	0,0001	0,0000	0,0502	0,0049	0,2991	0,1086	0,8050
Mode	20	0,0857	0,0021	0,0000	0,0000	0,8487	0,8411	0,0001	0,0001	0,0058	0,0000	0,2992	0,1145	0,8050
Mode	21	0,0857	0,0000	0,0029	0,0000	0,8487	0,8439	0,0001	0,0209	0,0000	0,0082	0,3201	0,1145	0,8131
Mode	22	0,0857	0,0000	0,0170	0,0000	0,8487	0,8609	0,0001	0,1248	0,0000	0,0000	0,4449	0,1145	0,8132
Mode	23	0,0857	0,0000	0,0000	0,0000	0,8487	0,8609	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,4449	0,1145	0,8132
Mode	24	0,0857	0,0000	0,0000	0,0000	0,8487	0,8609	0,0001	0,0004	0,0000	0,0000	0,4453	0,1145	0,8132
Mode	25	0,0857	0,0000	0,0001	0,0000	0,8487	0,8611	0,0001	0,0008	0,0000	0,0097	0,4461	0,1145	0,8229
Mode	26	0,0857	0,0002	0,0000	0,0000	0,8490	0,8611	0,0001	0,0000	0,0006	0,0000	0,4461	0,1152	0,8230
Mode	27	0,0857	0,0000	0,0035	0,0000	0,8490	0,8645	0,0001	0,0255	0,0000	0,0001	0,4716	0,1152	0,8230
Mode	28	0,0857	0,0000	0,0000	0,0000	0,8490	0,8646	0,0001	0,0003	0,0000	0,0000	0,4719	0,1152	0,8230
Mode	29	0,0857	0,0000	0,0000	0,0000	0,8490	0,8646	0,0001	0,0000	0,0000	0,0016	0,4719	0,1152	0,8246
Mode	30	0,0857	0,0000	0,0001	0,0000	0,8490	0,8647	0,0001	0,0007	0,0000	0,0000	0,4726	0,1152	0,8246
Mode	31	0,0857	0,0203	0,0000	0,0000	0,8692	0,8647	0,0001	0,0000	0,0541	0,0000	0,4726	0,1693	0,8246

DEFORMAZIONI MODALI FONDAMENTALI

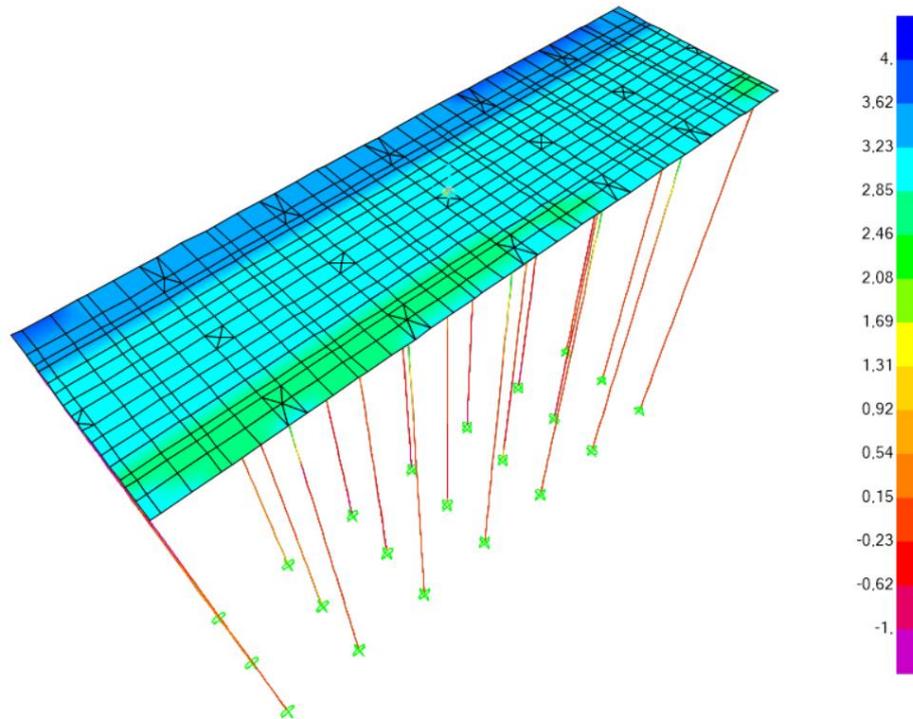


Diagrammi di sollecitazione nei pali (involuppo sollecitazioni SLU-SLV – u.m. kN, m)

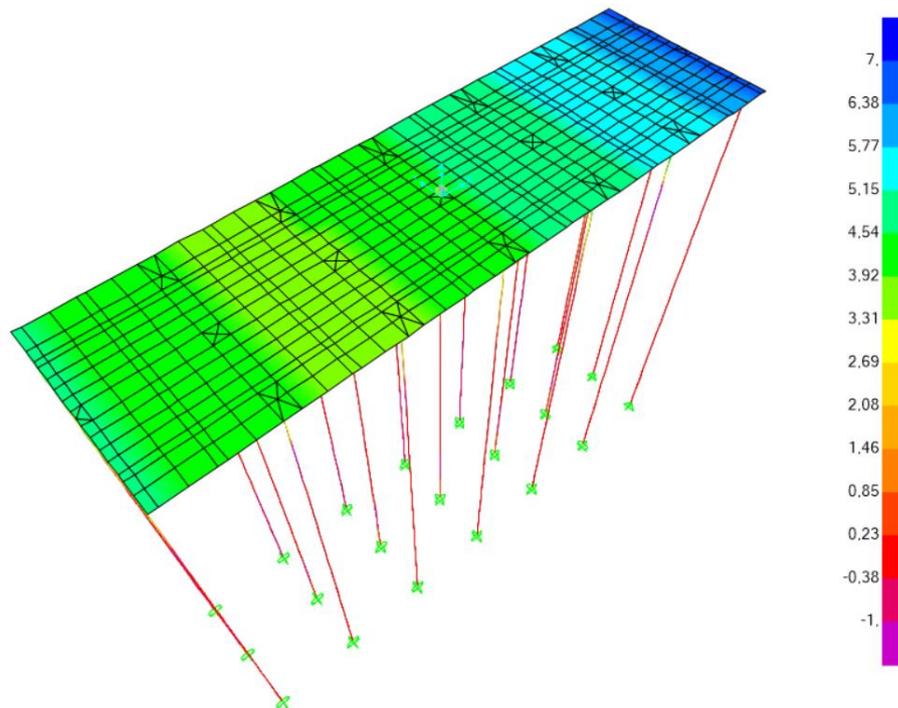




DEFORMAZIONI IMPALCATO dir X (involuppo deformazioni SLU-SLV – mm)



DEFORMAZIONI IMPALCATO dir Y (involuppo deformazioni SLU-SLV – mm)



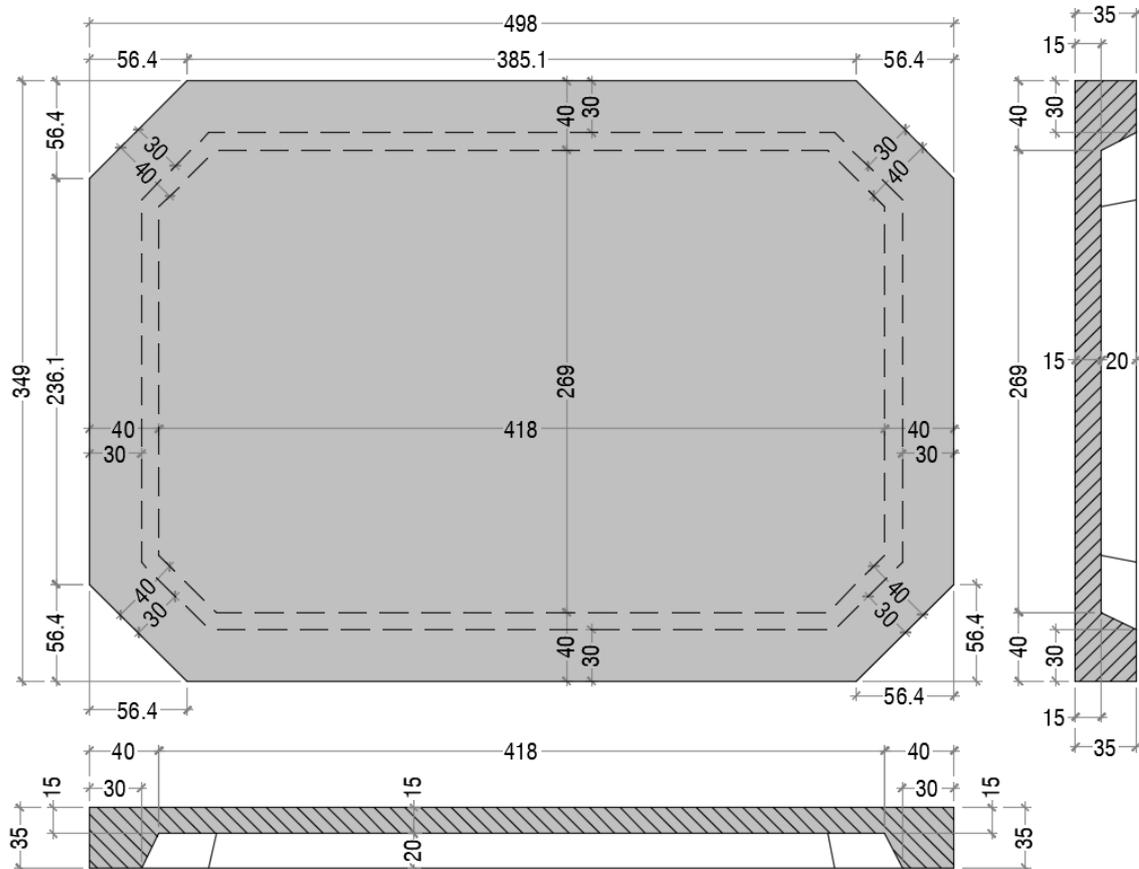
7.2. Impalcato in c.a. – sollecitazioni e verifiche

L'impalcato è calcolato in due fasi, nella prima fase si considerano le strutture prefabbricate come strutture singole che devono supportare sostanzialmente il peso proprio ed il getto di completamento non ancora reagente, nella seconda fase, a maturazione avvenuta, l'impalcato diviene una struttura unica chiamata a supportare i carichi accidentali di banchina.

Per il dimensionamento finale delle sezioni d'impalcato si fa riferimento ai carichi concentrati (schemi di carico 2 e 3) che risultano più gravosi in termini di sollecitazioni.

7.2.1. Dalle

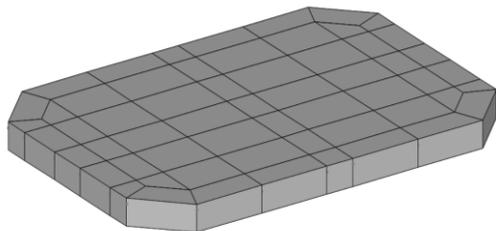
Geometria



I fase

Si analizza un modello a piastra semplicemente appoggiata sui 4 angoli:

vista estradosso



vista intradosso

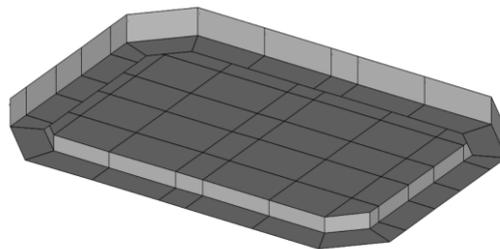
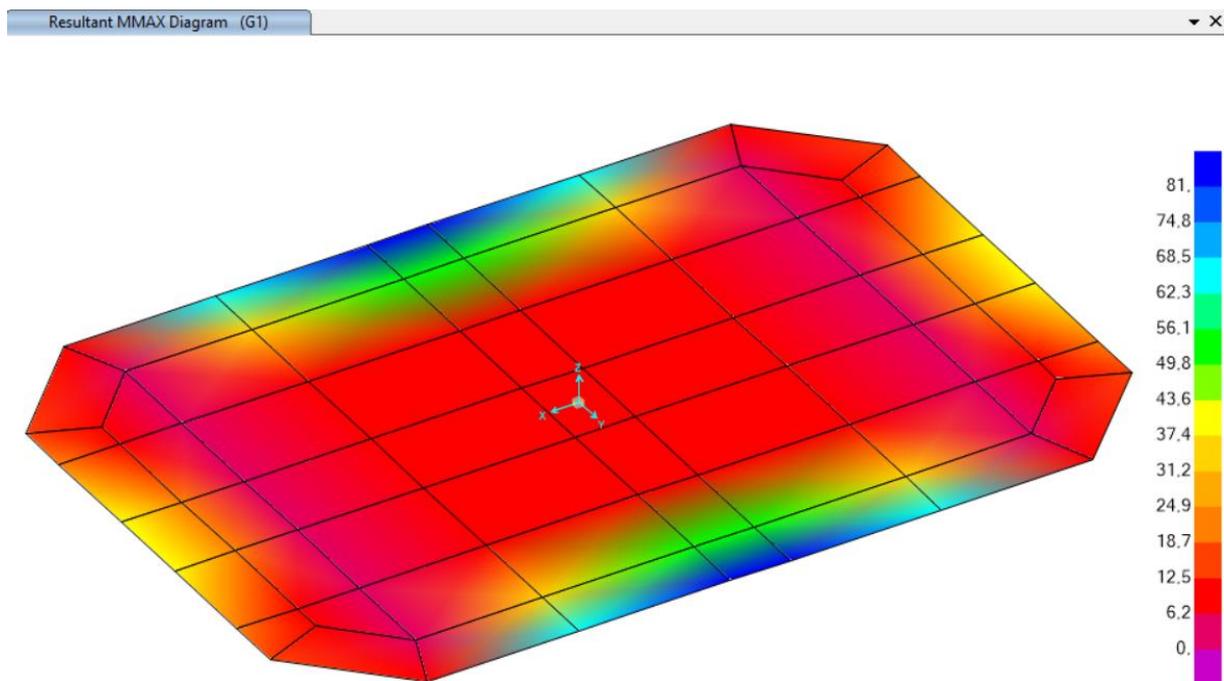
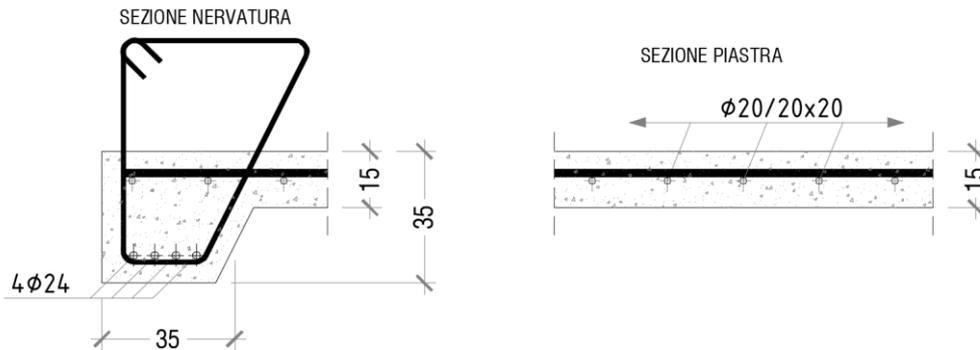


DIAGRAMMA RISULTANTI MOMENTI MASSIMI (kNm/m)



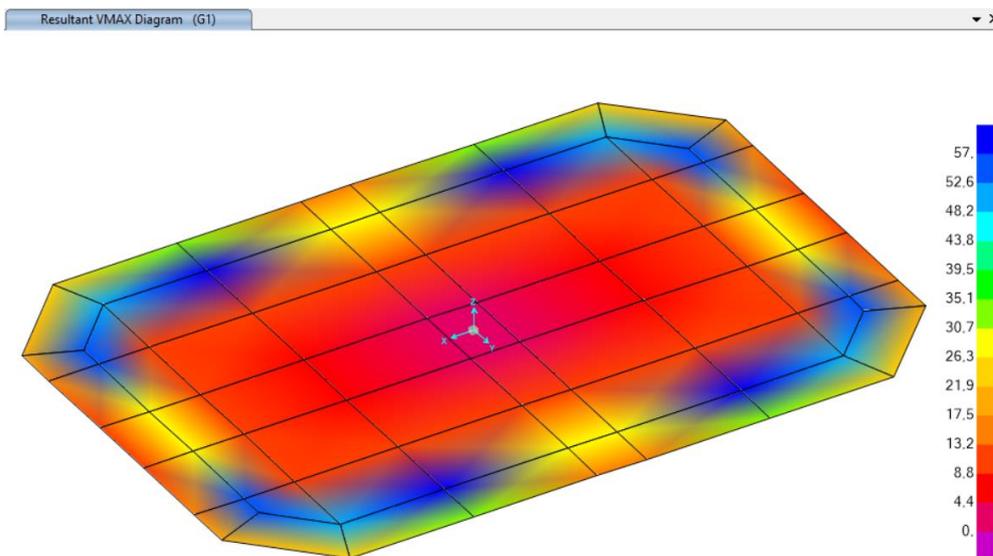
$M_{\max, I \text{ fase}} \text{ nervatura (longitudinale)} = 81 \text{ kN m}$

$M_{\max, I \text{ fase}} \text{ centro piastra} = 9.95 \text{ kN m}$



Tensioni prima fase	NERVATURA	PIASTRA
Cls / Acciaio	σ_c -12,76 N/mm ² σ_s 197,7 N/mm ²	σ_c -6,562 N/mm ² σ_s 68,44 N/mm ²

DIAGRAMMA RISULTANTI TAGLI MASSIMI (kN/m)



V max in prossimità degli appoggi = 57 kN

VERIFICA A TAGLIO (sez. piastra prima fase)

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	150	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	70	[mm]
Altezza utile della sezione	d	80	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	5	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	20	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0	[-]
Area dell'armatura tesa		0	1571 [mm ²]

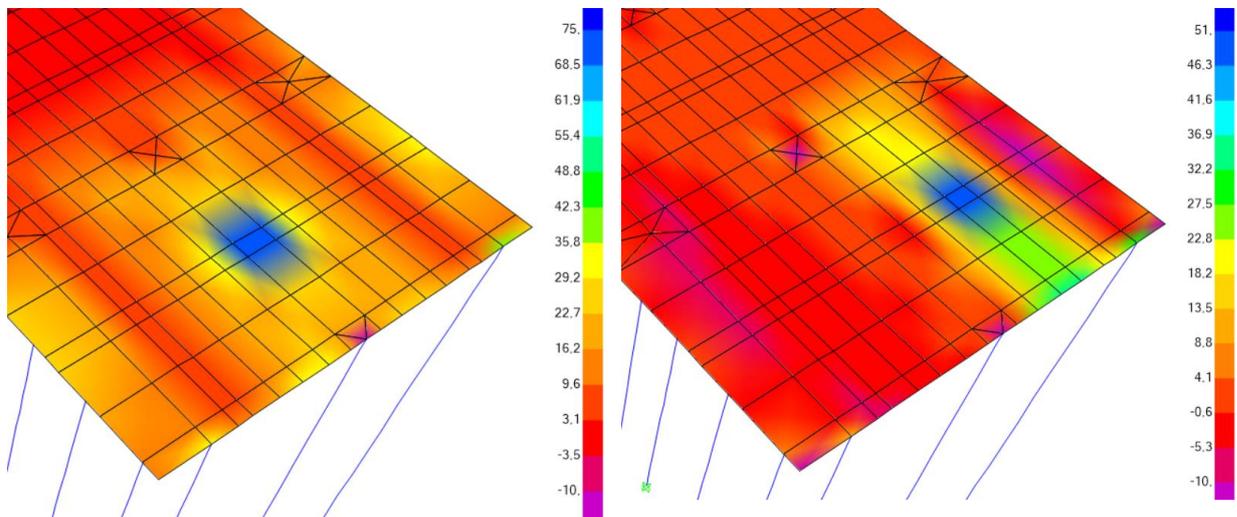
§ 4.1.2.3.5.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Coefficiente k	k	2,58	[-]
		2,00	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,01963496	[-]
		0,01963496	[-]
Presenza di compressione nella sezione	N_{Ed}	0	[kN]
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0,00	[MPa]
		0,00	[MPa]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	78,64	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	46,85	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	78,64	[kN]

$$V_{Rd} < V_{Sd} = 57 \text{ kN}$$

II fase

Si utilizza il modello dell'analisi globale applicando i carichi concentrati nella maniera più sfavorevole

DIAGRAMMA RISULTANTI MOMENTI MASSIMI (kNm/m)



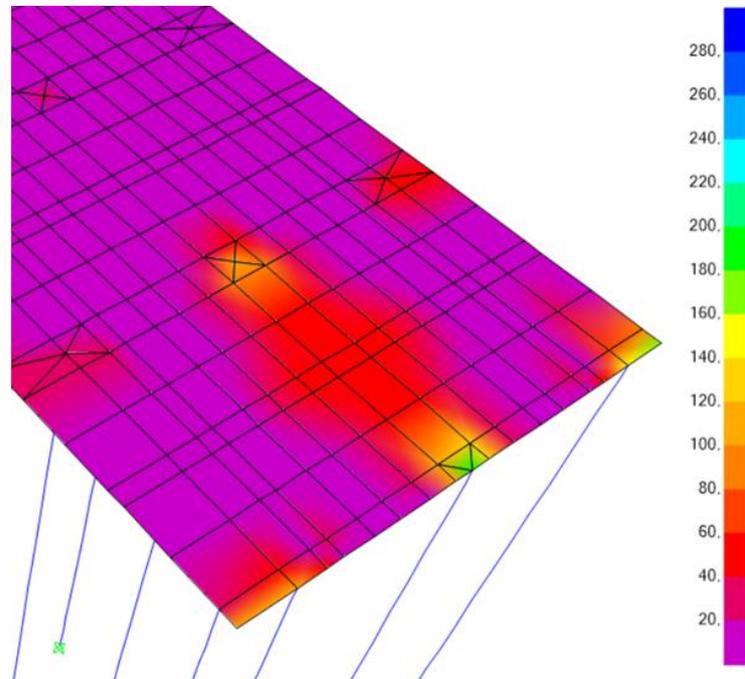
$$M_{\max, II \text{ fase}} \text{ nervatura (longitudinale)} = 70 \text{ kN m/m}$$

$$M_{\max, II \text{ fase}} \text{ centro piastra} = 51 \text{ kN m/m}$$

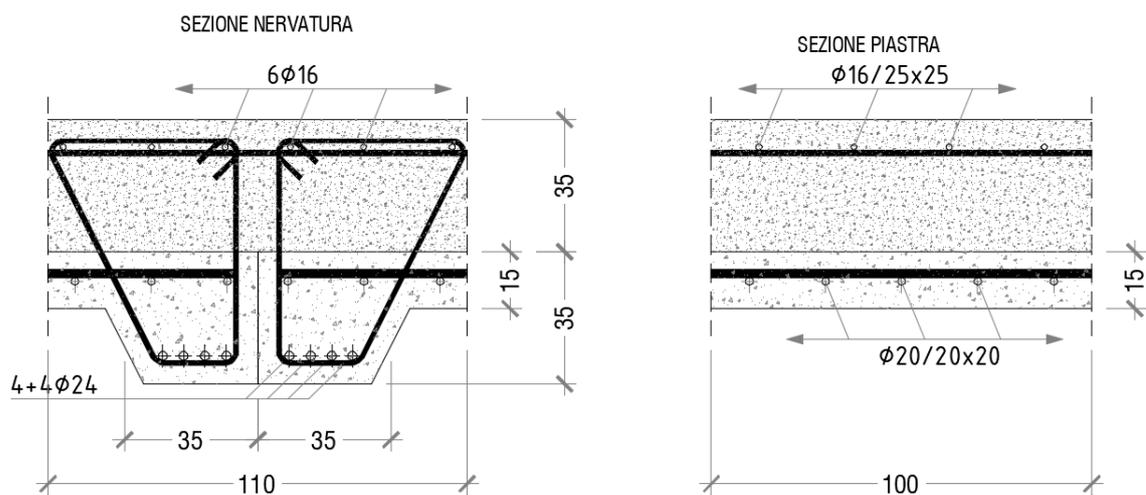
DIAGRAMMA RISULTANTI TAGLI MASSIMI (kN/m)

V max sulla nervatura = 121 kN

V max sulla piastra = 57 kN



Verifica tensioni flessionali (SLU)



Tensioni I fase	NERVATURA	PIASTRA
Cls /Acciaio	σ_c -12,76 N/mm ² σ_s 197,7 N/mm ²	σ_c -6,562 N/mm ² σ_s 68,44 N/mm ²
Tensioni II fase	NERVATURA	PIASTRA
Cls /Acciaio	σ_c -1,438 N/mm ² σ_s 52,23 N/mm ²	σ_c -2,092 N/mm ² σ_s 83,93 N/mm ²
Tensioni finali (SLU)	NERVATURA	PIASTRA
Cls /Acciaio - VERIFICA	$\sigma_c = -14,20$ N/mm ² $\sigma_s = 249,93$ N/mm ²	$\sigma_c = -8,65$ N/mm ² $\sigma_s = 152,37$ N/mm ²
VERIFICA (SLU)	$\sigma_c < f_{cd}$ $\sigma_s < f_{sd}$	$\sigma_c < f_{cd}$ $\sigma_s < f_{sd}$

Verifica LSE

Verifica delle tensioni di esercizio

Le limitazioni per le tensioni di esercizio sono già rispettate per lo SLU pertanto tale verifica si omette.

Verifica a fessurazione

Per la piastra la verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. della circolare esplicativa relativa alle NTC 2018. Di fatto tali limitazioni sono già rispettate per lo SLU.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le nervature si procede al calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Tensione max delle barre nella combinazione caratteristica: $\sigma_s = 185.13 \text{ N/mm}^2$

Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	261,21 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	185,20 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,2 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	146,26241 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	102383,687 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,05069 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,87 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000762 [-] 0,000762 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	22,63 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	245,89 [mm] 245,89 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1873 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2 [mm]

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE NERVATA - APPOGGIO (SLU)

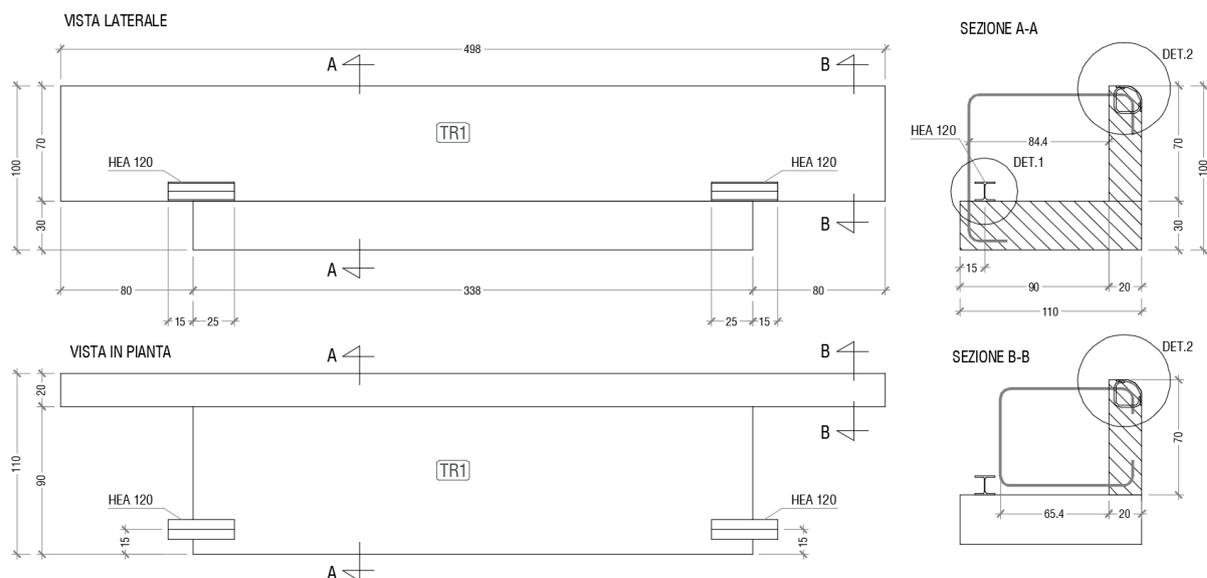
SEZIONE TRASVERSALE		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	700 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	700 [mm]
Copriferro	d'	74 [mm]
Altezza utile della sezione	d	626 [mm]
ARMATURA TESA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	16 [mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	4 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	20 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	0 [-]
Area dell'armatura tesa		0 804 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA		
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	24 [mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	8 [-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0 [mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0 [-]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3619 [mm ²]

§ 4.1.2.3.5.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	4	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45,00	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	452	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	563,4	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	498,67	[kN]
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato	u	0,5	
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,92	[MPa]
Coefficiente dipendente da eventuale presenza di compressione	α_c	1,00	[-]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	1955,47	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio	$A_{sw,max}$	1774	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	498,67	[kN]

$$V_{Rd} < V_{Sd \text{ I fase}} + V_{Sd \text{ II fase}} = 178 \text{ kN}$$

7.2.2. Travi di bordo

Geometria (si fa riferimento alla trave TR1 di maggior luce)



I fase

Le sollecitazioni di prima fase si calcolano secondo lo schema statico di trave semplicemente appoggiata (luce di calcolo trave = 5.50 m)

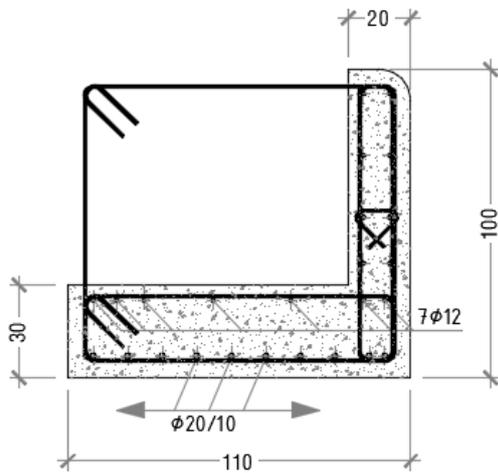
$$M_{\max, I \text{ fase}} = 139.9 \text{ kN m}$$

$$V_{\max, I \text{ fase}} = 101.8 \text{ kN}$$

Tensioni prima fase

Cls / Acciaio

σ_c	-3,679	N/mm ²
σ_s	51,65	N/mm ²



VERIFICA A TAGLIO (sez. di appoggio su pulvino)

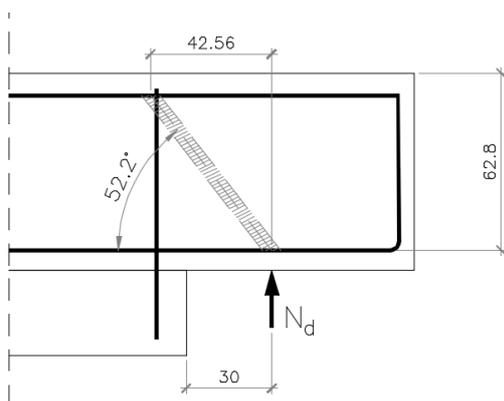
SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	700	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	200	[mm]
Copriferro	d'	74	[mm]
Altezza utile della sezione	d	626	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	20	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	2	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	2	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	12	[-]
Area dell'armatura tesa		0	666 [mm ²]
ARMATURA COMPRESSA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ'_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n'_1	4	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ'_2	0	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n'_2	0	[-]
Area dell'armatura compressa	A'_s		452 [mm ²]

§ 4.1.2.3.5.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45,00	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	1131 [mm ² /m]	A_{sw}	226 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	563,4	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	249,34	[kN]
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato	ν	0,5	
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	9,92	[MPa]
Coefficiente dipendente da eventuale presenza di compressione	α_c	1,00	[-]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	558,71	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio	$A_{sw,max}$	507	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	249,34	[kN]

$$V_{Rd} < V_{sd} = 101.8 \text{ kN}$$

Verifica mensola d'appoggio sul pulvino

Si considera un meccanismo tirante-puntone (mensola tozza).



$$N_d = 1.5 \times (1.1 \times 1.7 \times 25 + 0.14 \times 0.8 \times 25) = 75 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 390 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$$

Capacità Res. Tirante

Capacità Res. Puntone

$$d = 62.8 \text{ cm}$$

$$c = 1$$

$$a = 30 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = 52.2^\circ$$

$$\sin^2 \alpha = 0.624$$

$$L = a + 0.2d = 42.56 \text{ cm}$$

$$\lambda = \cot \alpha \approx L / (0.9 d)$$

$$\lambda = 0.78$$

$$H_{ed} = 0 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 0.4 b d f_{cd} c \sin^2 \alpha = 675 \text{ kN} > T_{Rd}$$

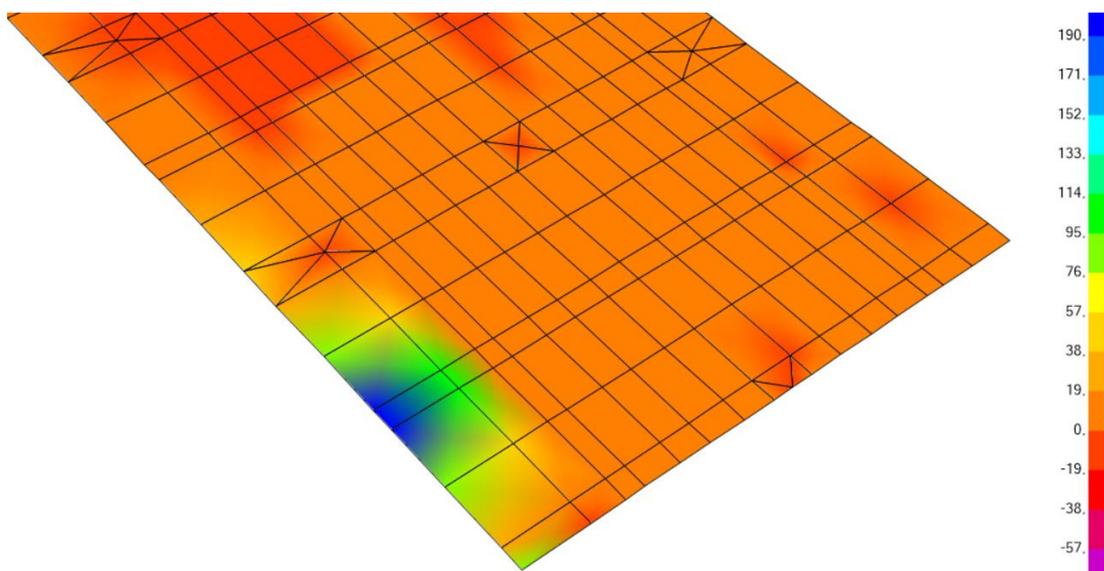
$$A_s = 2\phi 12$$

$$T_{Rd} = (f_{yd} A_s - H_{ed}) / \lambda = 113 \text{ kN}$$

II fase

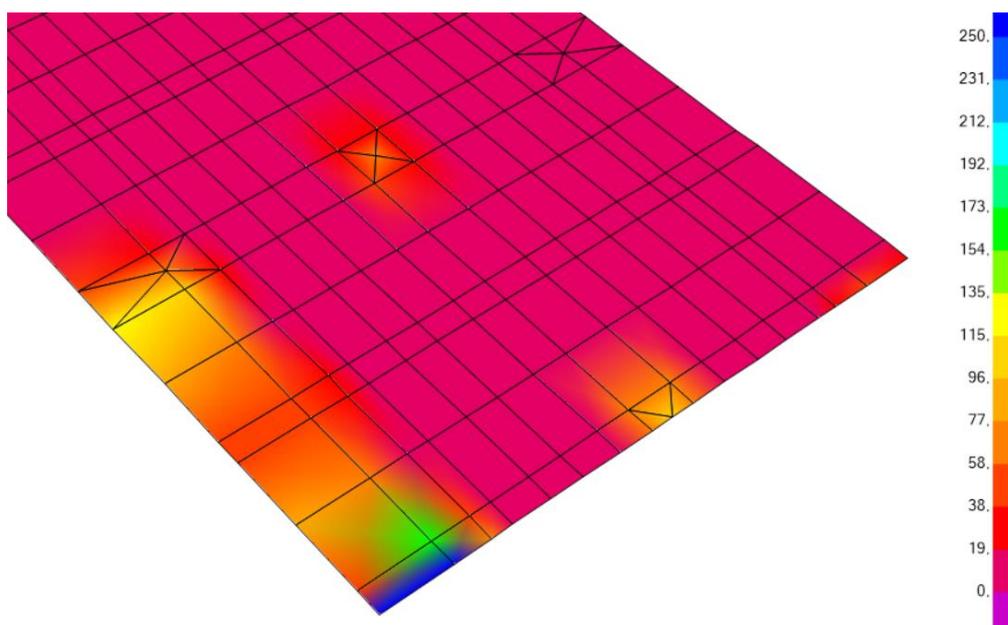
Si utilizza il modello dell'analisi globale applicando i carichi concentrati nella maniera più sfavorevole

DIAGRAMMA RISULTANTI MOMENTI MASSIMI (kNm/m)



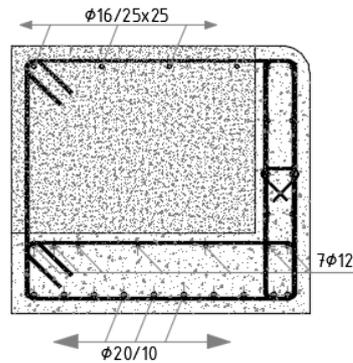
$$M_{\max, \text{II fase}} = 190 \text{ kN m/m}$$

DIAGRAMMA RISULTANTI TAGLI MASSIMI (kN/m)



$$V_{\max, \text{II fase}} = 250 \text{ kN /m}$$

Verifica tensioni flessionali (SLU)



Tensioni I fase	
Cls /Acciaio	σ_c -3.679 N/mm ² σ_s 51.65 N/mm ²
Tensioni II fase	NERVATURA
Cls /Acciaio	σ_c -1.147 N/mm ² σ_s 46.05 N/mm ²
Tensioni finali (SLU)	NERVATURA
Cls /Acciaio - VERIFICA	$\sigma_c = -4.83$ N/mm ² $\sigma_s = 97.7$ N/mm ²
VERIFICA (SLU)	$\sigma_c < f_{cd}$ $\sigma_s < f_{sd}$

Verifica LSE

Verifica delle tensioni di esercizio

Le limitazioni per le tensioni di esercizio sono già rispettate per lo SLU pertanto tale verifica si omette.

Verifica a fessurazione

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. della circolare esplicativa relativa alle NTC 2018. Di fatto tali limitazioni sono già rispettate per lo SLU.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE DI APPOGGIO (SLU)

SEZIONE TRASVERSALE			
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1100	[mm]
Copriferro	d'	74	[mm]
Altezza utile della sezione	d	926	[mm]
ARMATURA TESA			
Diametro dei ferri correnti	ϕ_1	12	[mm]
Numero dei ferri correnti	n_1	2	[-]
Diametro dei ferri di eventuale infittimento	ϕ_2	4	[mm]
Numero dei ferri di eventuale infittimento	n_2	16	[-]
Area dell'armatura tesa		0	427 [mm ²]

§ 4.1.2.3.5.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	4	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45,00	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	452	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	833,4	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	737,65	[kN]
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato	ν	0,5	
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	9,92	[MPa]
Coefficiente dipendente da eventuale presenza di compressione	α_c	1,00	[-]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	4545,50	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio	$A_{sw,max}$	2788	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	737,65	[kN]

$$V_{Rd} < V_{Sd \text{ I fase}} + V_{Sd \text{ II fase}} = 377 \text{ kN}$$

7.2.3. Pulvini

I pulvini sono elementi strutturali compatti la cui funzione è principalmente di trasferire i carichi di prima fase sui pali. Pertanto il dimensionamento di tali strutture avviene considerando dei meccanismi tirante-puntone nel c.a. (mensola tozza).

Si considerano le geometrie dei pulvini che sono soggetti ai carichi maggiori:

- Mensola interna di appoggio sul palo (rif. pulvini interni tipo P1):

$$N_d = 1.5 \times (35 \times 5 \times 3.5) / 3.14 = 290 \text{ kN/m}$$

$$f_{yd} = 390 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$$

Capacità Res. Tirante

$$d = 24.4 \text{ cm}$$

$$a = 5.4 \text{ cm}$$

$$\alpha = 63^\circ$$

$$L = a + 0.2d = 10.28 \text{ cm}$$

$$\lambda = \cotg \alpha \approx L / (0.9 d)$$

$$\lambda = 0.51$$

$$H_{ed} = 0 \text{ kN}$$

$$A_s = \phi 12/15$$

Capacità Res. Puntone

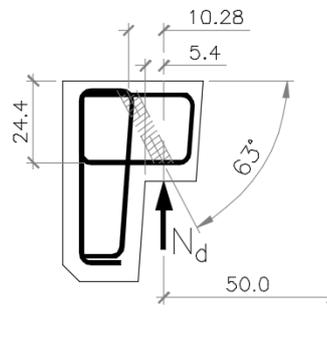
$$c = 1$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\sin^2 \alpha = 0.79$$

$$P_{Rd} = 0.4 b d f_{cd} c \sin^2 \alpha = 1529 \text{ kN/m} > T_{Rd}$$

$$T_{Rd} = (f_{yd} A_s - H_{ed}) / \lambda = 676 \text{ kN/m}$$



- Mensola esterna (rif. pulvini tipo P3 con max sbalzo):

$$N_d = 1.5 \times (1 \times 1.4 \times 2.54 \times 25) / 1.6 = 84 \text{ kN/m}$$

$$f_{yd} = 390 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$$

Capacità Res. Tirante

$$d = 25.8 \text{ cm}$$

$$a = 50 \text{ cm}$$

$$\alpha = 20.3^\circ$$

$$L = a + 0.2d = 55.16 \text{ cm}$$

$$\lambda = \cotg \alpha \approx L / (0.9 d)$$

$$\lambda = 2.70$$

$$H_{ed} = 0 \text{ kN}$$

$$A_s = \phi 12/15$$

Capacità Res. Puntone

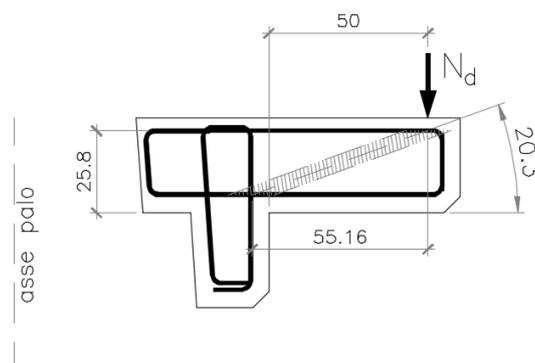
$$c = 1$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\sin^2 \alpha = 0.12$$

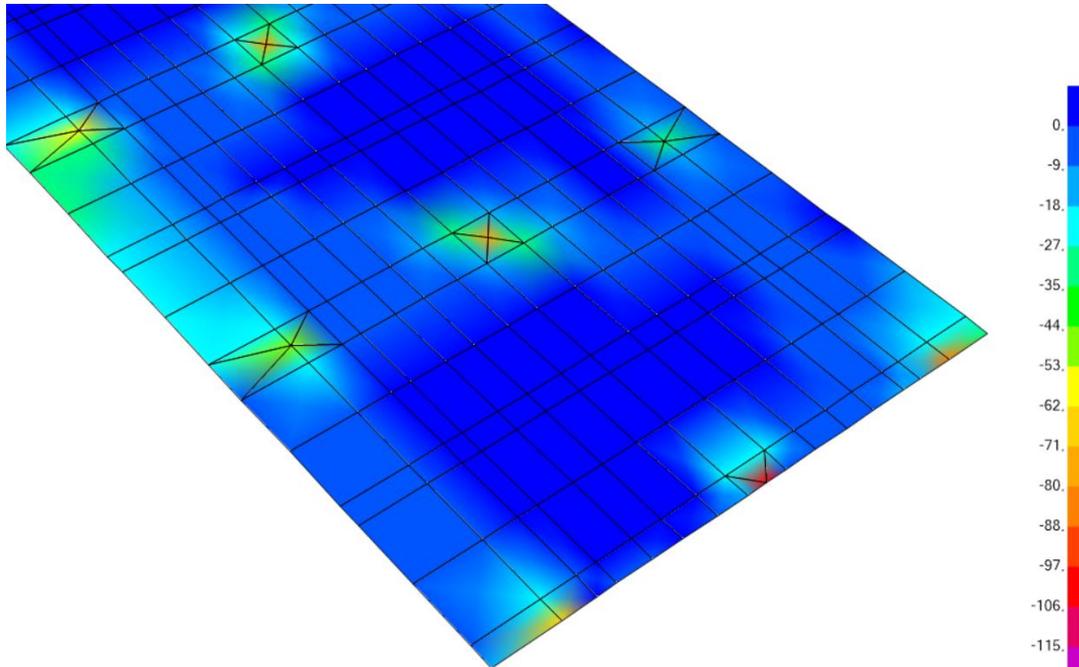
$$P_{Rd} = 0.4 b d f_{cd} c \sin^2 \alpha = 245 \text{ kN/m} > T_{Rd}$$

$$T_{Rd} = (f_{yd} A_s - H_{ed}) / \lambda = 109 \text{ kN/m}$$



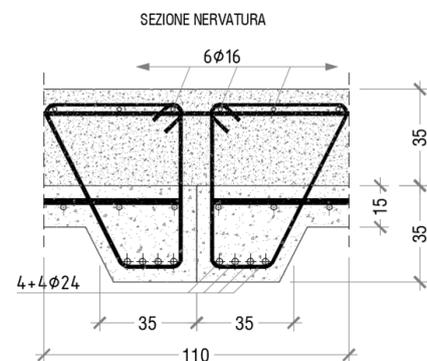
7.2.4. Soletta armature in opera d'estradosso

DIAGRAMMA RISULTANTI MOMENTI MIINIMI – II fase (kN m/m)



$M_{\min, II \text{ fase}} = -115 \text{ kN m/m}$

Si hanno i momenti minimi sulle teste dei pali pertanto si verifica la sezione nervata in campo elastico.



Tensioni (SLU)	NERVATURA
Cls /Acciaio	σ_c -4,345 N/mm ² σ_s 235,6 N/mm ²
VERIFICA (SLU)	$\sigma_c < f_{cd}$ $\sigma_s < f_{sd}$

Tensioni (SLE) Combinazione Caratteristica	
Cls /Acciaio	σ_c -2,91 N/mm ² σ_s 157,8 N/mm ²
VERIFICA TENSIONI (SLE)	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$

Verifica a fessurazione

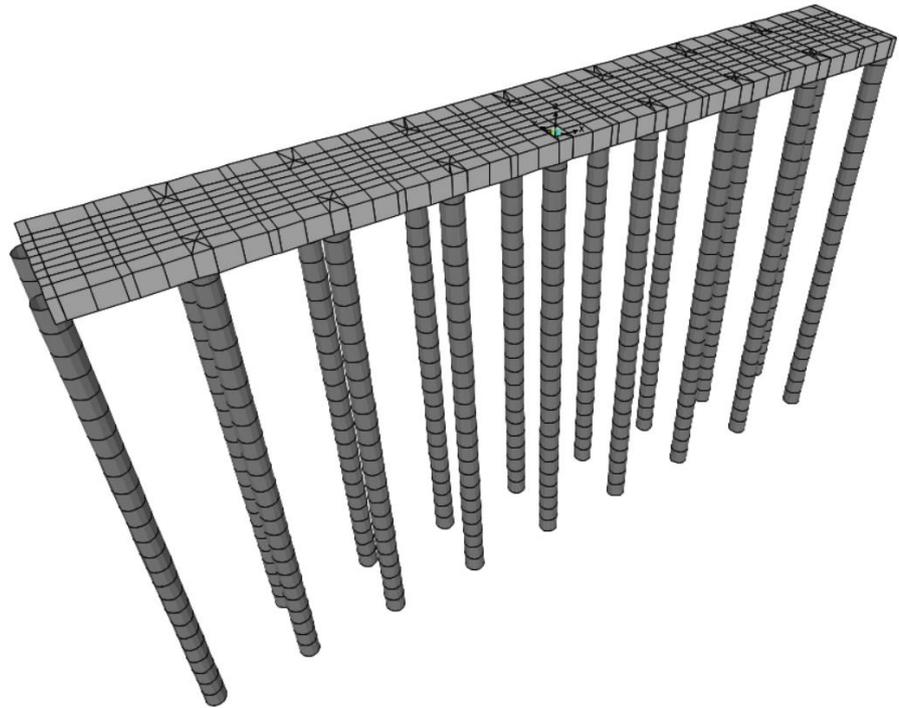
Tensioni (SLE) Combinazione Frequente	
Cls /Acciaio	σ_c -1,455 N/mm ² σ_s 78,89 N/mm ²

Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	127,04	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	78,90	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,2	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_t	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	190,987487	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	190987,487	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,00632	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	5,87	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000660	[-]
		0,000237	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	16,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	3,4	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	600,62	[mm]
		600,62	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1422	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,2	[mm]

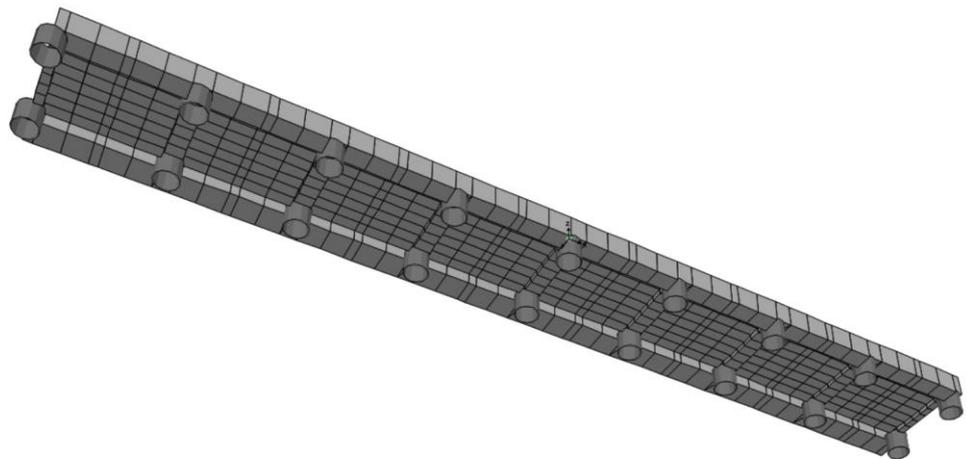
8. PONTILE BUNCHERAGGIO

8.1. Analisi della struttura

Vista modello
spaziale



Intradosso deck



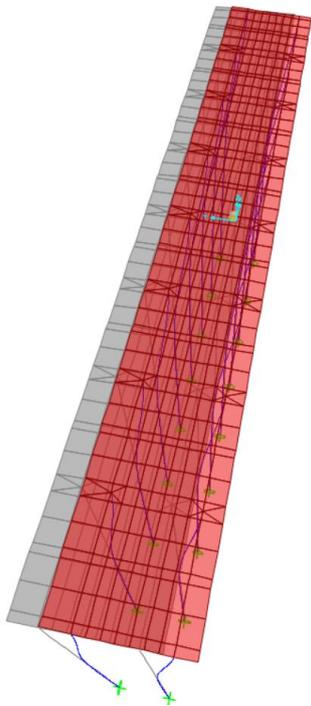
Risultati analisi modale

TABLE: Modal Load Participation Ratios				
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
AMODAL	Acceleration	UX	99,93021235	91,47761018
AMODAL	Acceleration	UY	99,90323344	90,74427016
AMODAL	Acceleration	UZ	0,151525798	0,007376347

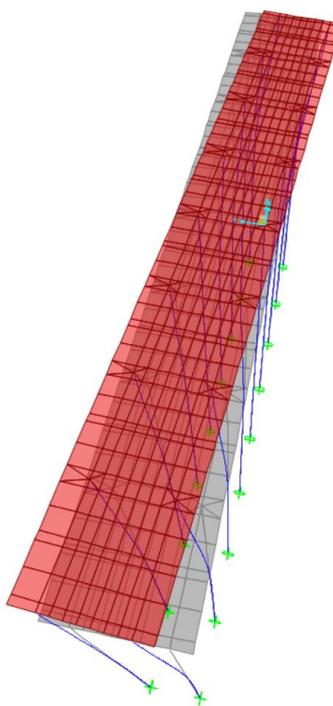
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0,4174	0,0000	0,8343	0,0000	0,0000	0,8343	0,0000	0,1477	0,0000	0,0000	0,1477	0,0000	0,0000
Mode	2	0,3814	0,0207	0,0000	0,0000	0,0207	0,8343	0,0000	0,0000	0,0006	0,7919	0,1477	0,0006	0,7919
Mode	3	0,3669	0,8185	0,0000	0,0000	0,8393	0,8343	0,0000	0,0000	0,0308	0,0195	0,1477	0,0314	0,8114
Mode	4	0,0989	0,0000	0,0000	0,0000	0,8393	0,8343	0,0000	0,0001	0,0000	0,0000	0,1478	0,0314	0,8114
Mode	5	0,0876	0,0000	0,0685	0,0000	0,8393	0,9028	0,0001	0,5633	0,0000	0,0000	0,7110	0,0314	0,8114
Mode	6	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8393	0,9028	0,0001	0,0000	0,0000	0,0004	0,7110	0,0314	0,8118
Mode	7	0,0876	0,0000	0,0013	0,0000	0,8393	0,9041	0,0001	0,0107	0,0000	0,0000	0,7217	0,0314	0,8118
Mode	8	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8393	0,9041	0,0001	0,0000	0,0000	0,0748	0,7217	0,0314	0,8866
Mode	9	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8393	0,9041	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7217	0,0314	0,8866
Mode	10	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8393	0,9041	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,7218	0,0314	0,8866
Mode	11	0,0876	0,0033	0,0000	0,0000	0,8426	0,9041	0,0001	0,0000	0,0068	0,0000	0,7218	0,0382	0,8866
Mode	12	0,0876	0,0000	0,0001	0,0000	0,8426	0,9042	0,0001	0,0007	0,0000	0,0000	0,7225	0,0382	0,8866
Mode	13	0,0876	0,0000	0,0005	0,0000	0,8426	0,9048	0,0001	0,0045	0,0000	0,0000	0,7270	0,0382	0,8866
Mode	14	0,0876	0,0001	0,0000	0,0000	0,8428	0,9048	0,0001	0,0000	0,0003	0,0003	0,7270	0,0385	0,8869
Mode	15	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8428	0,9048	0,0001	0,0000	0,0001	0,0000	0,7270	0,0386	0,8869
Mode	16	0,0876	0,0000	0,0014	0,0000	0,8428	0,9062	0,0001	0,0118	0,0000	0,0000	0,7388	0,0386	0,8869
Mode	17	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8428	0,9063	0,0001	0,0003	0,0000	0,0000	0,7391	0,0386	0,8869
Mode	18	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8428	0,9063	0,0001	0,0000	0,0000	0,0001	0,7391	0,0386	0,8871
Mode	19	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8428	0,9063	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,7392	0,0386	0,8871
Mode	20	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8428	0,9063	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7392	0,0386	0,8871
Mode	21	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8428	0,9063	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7393	0,0386	0,8871
Mode	22	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8428	0,9063	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7393	0,0386	0,8871
Mode	23	0,0876	0,0002	0,0000	0,0000	0,8430	0,9063	0,0001	0,0000	0,0004	0,0000	0,7393	0,0391	0,8871
Mode	24	0,0876	0,0000	0,0003	0,0000	0,8430	0,9066	0,0001	0,0023	0,0000	0,0000	0,7415	0,0391	0,8871
Mode	25	0,0876	0,0001	0,0000	0,0000	0,8431	0,9066	0,0001	0,0000	0,0003	0,0000	0,7415	0,0393	0,8871
Mode	26	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9066	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,7416	0,0393	0,8871
Mode	27	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9066	0,0001	0,0002	0,0000	0,0000	0,7418	0,0393	0,8871
Mode	28	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9066	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7418	0,0393	0,8871
Mode	29	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9066	0,0001	0,0004	0,0000	0,0000	0,7422	0,0393	0,8871
Mode	30	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9066	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7423	0,0393	0,8871
Mode	31	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9066	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7423	0,0393	0,8871
Mode	32	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9067	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,7424	0,0393	0,8871
Mode	33	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9067	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7424	0,0393	0,8871
Mode	34	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9067	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000	0,7425	0,0393	0,8871
Mode	35	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9067	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7425	0,0393	0,8872
Mode	36	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9067	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000	0,7425	0,0393	0,8872
Mode	37	0,0876	0,0000	0,0000	0,0000	0,8431	0,9067	0,0001	0,0000	0,0000	0,0001	0,7425	0,0393	0,8872
Mode	38	0,0876	0,0001	0,0000	0,0000	0,8433	0,9067	0,0001	0,0000	0,0002	0,0086	0,7425	0,0396	0,8958
Mode	39	0,0876	0,0715	0,0000	0,0000	0,9148	0,9067	0,0001	0,0000	0,1247	0,0000	0,7425	0,1643	0,8958
Mode	40	0,0876	0,0000	0,0008	0,0000	0,9148	0,9074	0,0001	0,0062	0,0000	0,0000	0,7487	0,1643	0,8958

DEFORMAZIONI MODI FONDAMENTALI

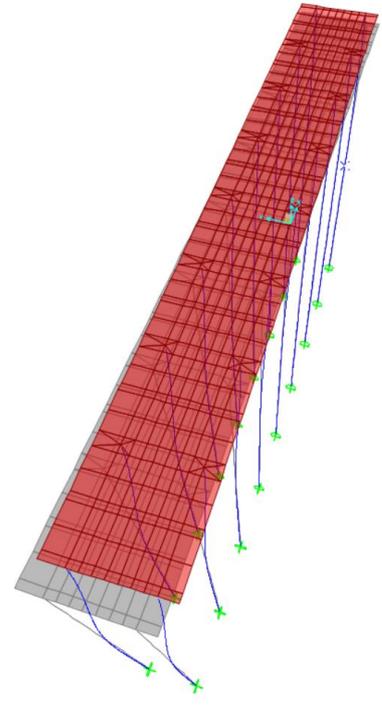
Mode 1; T = 0,41735; f = 2,39605



Mode 2; T = 0,38143; f = 2,62173

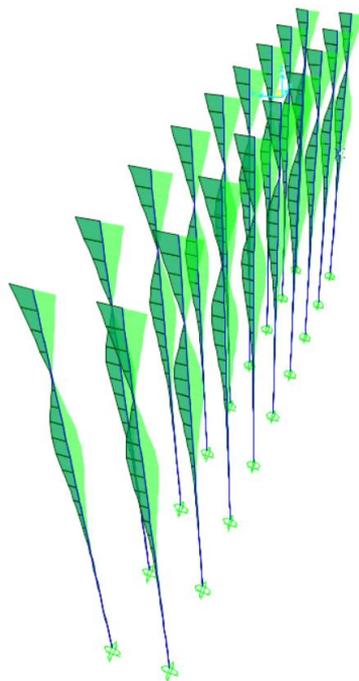


Mode 3; T = 0,36695; f = 2,7252

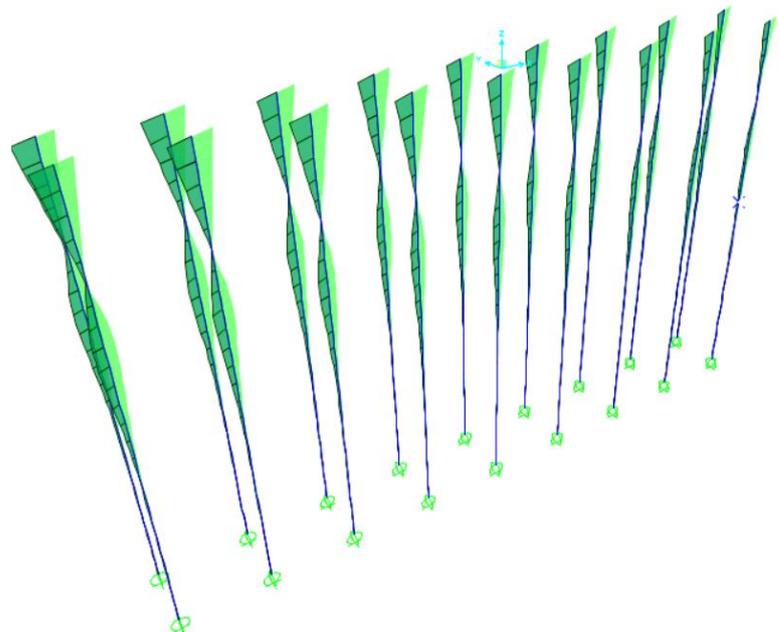


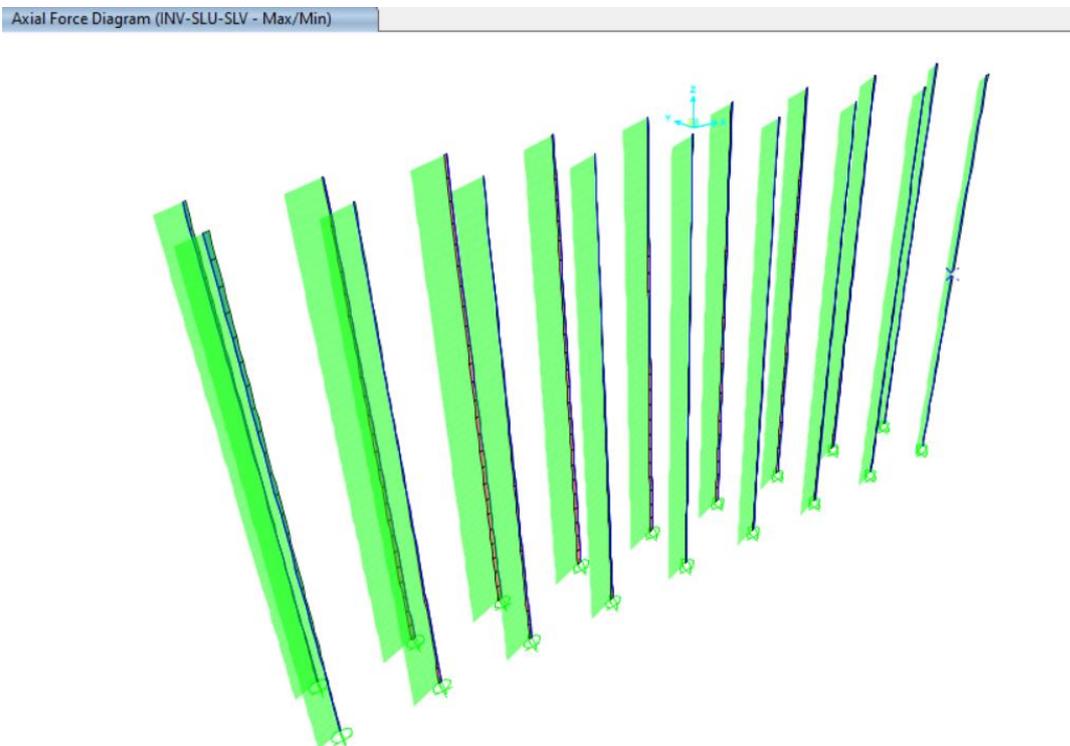
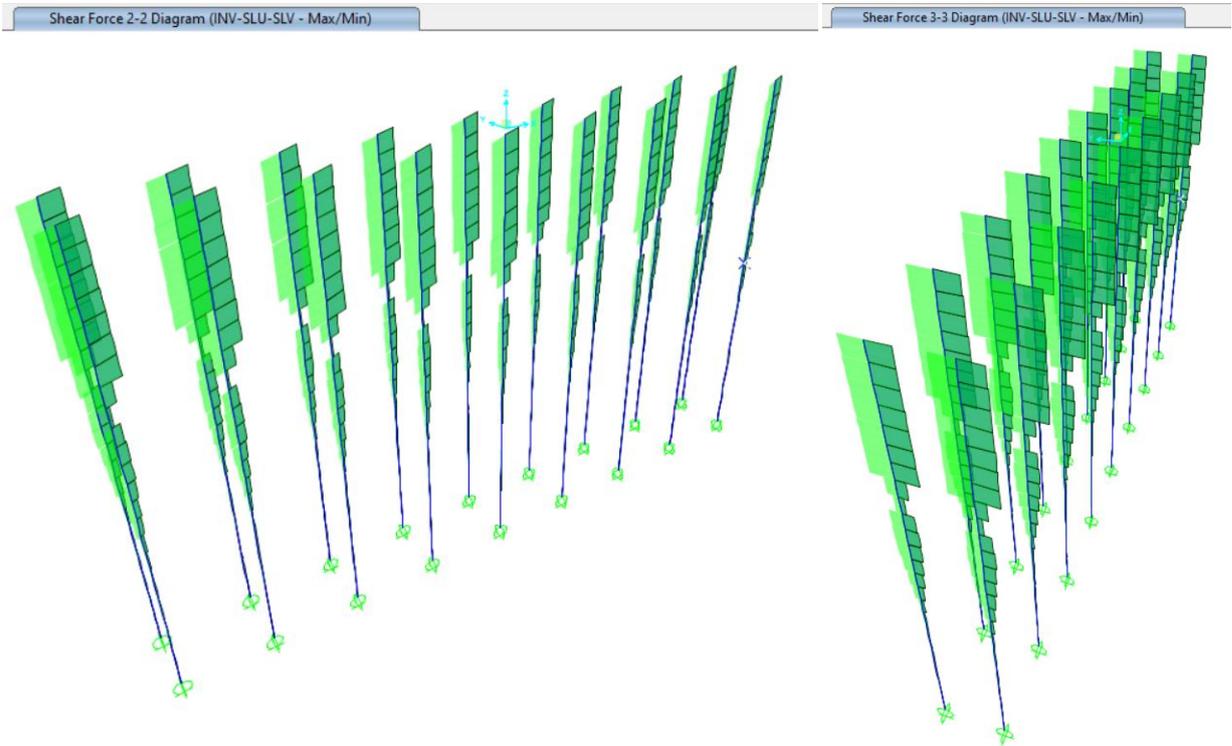
Diagrammi di sollecitazione nei pali (involuppo sollecitazioni SLU-SLV – u.m. kN, m)

Moment 2-2 Diagram (INV-SLU-SLV - Max/Min)

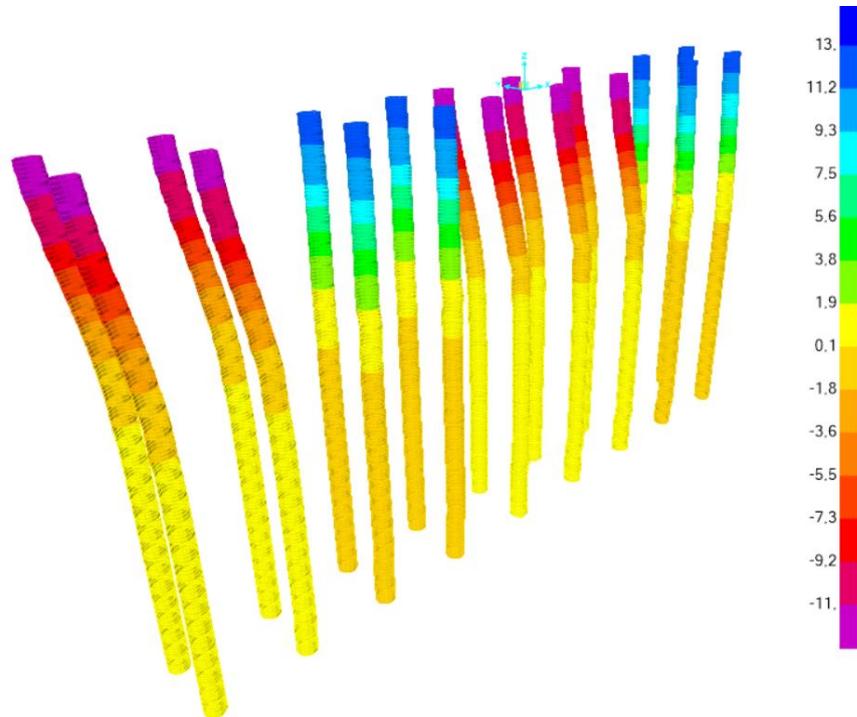


Moment 3-3 Diagram (INV-SLU-SLV - Max/Min)

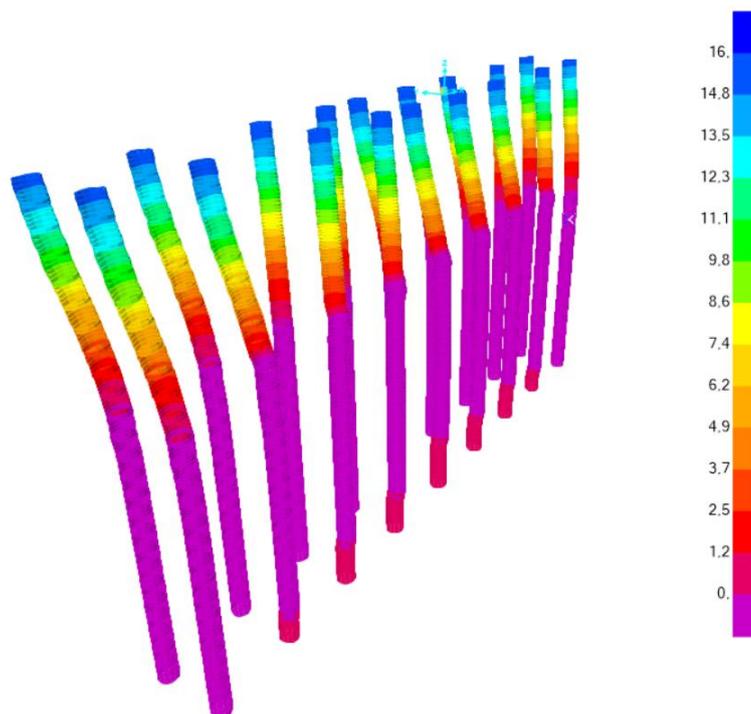




DEFORMAZIONI PALI dir X (involuppo deformazioni SLU-SLV – mm)



DEFORMAZIONI PALI dir Y (involuppo deformazioni SLU-SLV – mm)



8.2. Impalcato in c.a. – sollecitazioni e verifiche

Dalle analisi svolte su entrambe le strutture della banchina e pontile, avendo utilizzato gli stessi elementi modulari ed interassi, risulta che gli elementi maggiormente sollecitati sono quelli di banchina pertanto si rimanda ad essi per le sollecitazioni e le verifiche.

9. GIUNTI BANCHINA/PONTILE

9.1. Giunti di banchina

Con riferimento alle deformazioni ottenute nell'analisi del modulo da 30 m di banchina si hanno, in condizione sismica per lo SLV con fattore di struttura $q=1.11$, le seguenti deformazioni massime:

$$\text{Sisma componente principale dir. X : } \delta_{x,\max} = \pm 4 \cdot 1.11 \text{ mm} = \pm 4.44 \text{ mm}$$

$$\text{Sisma componente principale dir. Y : } \delta_{y,\max} = \pm 6.5 \cdot 1.11 \text{ mm} = \pm 7.22 \text{ mm}$$

Nella direzione X, ortogonale ai giunti, nel caso di oscillazione in opposizione di fase si ha il seguente dimensionamento teorico del giunto:

$$\text{giunto}_{\text{ banchina}} = 2 \cdot 4.44 \text{ mm} \approx 9 \text{ mm}$$

Per quanto riguarda le deformazioni lente, considerando una variazione termica di 50°C si ha:

$$\delta_{x,\text{term}} = (10^{-6} \cdot 15000 \cdot 50) \cdot 2 = \pm 1.5 \text{ mm}$$

in progetto è previsto per i giunti intermedi di banchina un dimensionamento di 40 mm e per i giunti con le strutture lato terra un dimensionamento di 50 mm che soddisfano ampiamente le richieste teoriche.

9.2. Giunto banchina/pontile

Con riferimento alle deformazioni ottenute nell'analisi del pontile si hanno, in condizione sismica per lo SLV con fattore di struttura $q=1.11$, le seguenti deformazioni massime:

$$\text{Sisma componente principale dir. X : } \delta_{x,\max} = \pm 13 \cdot 1.11 \text{ mm} = \pm 14.43 \text{ mm}$$

$$\text{Sisma componente principale dir. Y : } \delta_{y,\max} = \pm 16 \cdot 1.11 \text{ mm} = \pm 17.76 \text{ mm}$$

Nella direzione X, ortogonale al giunto, nel caso di oscillazione in opposizione di fase si ha il seguente dimensionamento teorico del giunto:

$$\mathbf{giunto_{banchina/pontile} = 17.76 + 4.44 = 22.2 \text{ mm}}$$

Per quanto riguarda le deformazioni lente, considerando una variazione termica di 50°C si ha:

$$\mathbf{\delta_{x,term} = 10^{-6} \cdot (42200/2 + 36400/2) \cdot 50 = \pm 2 \text{ mm}}$$

in progetto è previsto per tale giunto un dimensionamento di 200 mm che soddisfa ampiamente le richieste teoriche.

10. PALI DI BANCHINA/PONTILE

10.1. Pali di banchina

10.1.1. Verifica sezione testa palo in c.a.

Sollecitazioni in testa ai pali

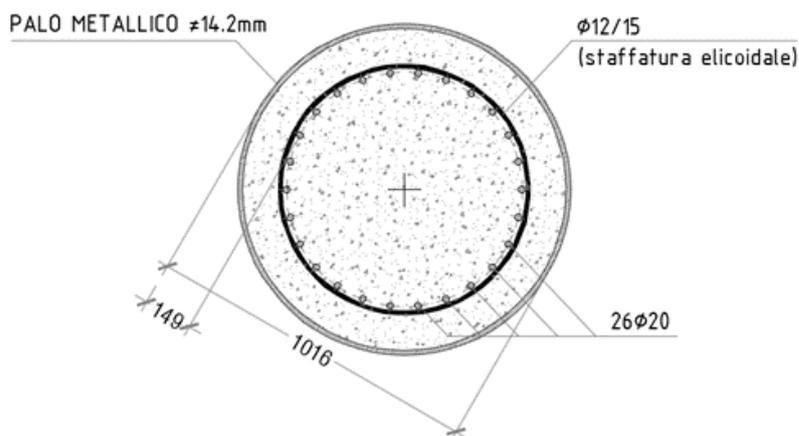
		TABLE: Element Forces - Frames											
		BANCHINA			BANCHINA			BANCHINA					
		SLU-1			SLU-2			SLU-3			SLU-4		
Frame		P	V	M	P	V	M	P	V	M	P	V	M
Text		KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m
interno mare terra	1	-900	55	181	-716	54	175	-770	76	252	-641	76	248
	30	-921	27	138	-760	24	118	-818	34	170	-705	32	155
	57	-652	130	165	-475	133	181	-496	191	274	-373	193	282
	84	-518	53	211	-415	43	159	-454	64	228	-382	58	192
	111	-345	98	150	-183	98	127	-258	138	177	-144	139	170
	140	-532	29	176	-511	25	144	-487	32	180	-472	29	159
	167	-944	63	205	-754	63	206	-808	88	290	-676	88	291
	196	-980	29	147	-794	28	141	-875	38	187	-744	37	183
	223	-674	156	211	-508	160	232	-505	228	338	-389	231	352
	250	-940	72	234	-753	72	233	-807	101	331	-676	101	331
	279	-982	33	165	-797	32	156	-883	43	212	-754	42	205
	306	-649	179	249	-487	181	261	-475	262	394	-363	264	403
	333	-957	80	262	-766	80	260	-823	113	371	-690	112	370
	362	-1006	37	183	-816	35	177	-908	48	237	-775	48	233
	389	-653	204	291	-489	206	308	-472	297	456	-357	299	467
	416	-938	91	302	-747	91	306	-805	128	424	-671	128	427
	445	-963	41	208	-756	41	208	-864	54	270	-719	54	268
	472	-654	237	365	-507	238	378	-480	344	556	-377	345	566
	499	-485	0	0	-385	0	0	-423	0	0	-353	0	0
	526	-348	0	0	-344	0	0	-277	0	0	-275	0	0
555	-479	0	0	-295	0	0	-427	0	0	-298	0	0	
MAX		-345	237	365	-183	238	378	-258	344	556	-144	345	566
MIN		-1006			-816			-908			-775		

Frame	SLV-X max			SLV-X min			SLV-Y max			SLV-Y min			
	P	V	M	P	V	M	P	V	M	P	V	M	
Text	KN	KN	KN-m										
1	-349	102	349	-433	98	334	-338	106	362	-444	103	349	
30	-297	45	241	-499	41	216	-272	47	250	-524	43	226	
57	-208	294	535	-482	295	542	-175	282	478	-514	284	495	
84	-155	113	374	-305	97	298	-187	113	371	-272	99	309	
111	-28	316	515	-381	296	446	0	299	465	-409	285	418	
140	-151	49	261	-320	38	185	-155	49	258	-316	39	190	
167	-374	89	303	-441	91	314	-360	97	329	-455	98	336	
196	-336	40	214	-501	40	218	-300	43	231	-536	43	232	
223	-249	264	488	-472	275	528	-203	259	437	-518	269	481	
250	-372	89	303	-435	90	311	-356	100	338	-451	100	343	
279	-333	40	215	-494	40	216	-294	45	237	-533	44	235	
306	-246	264	489	-466	275	526	-193	267	450	-520	276	493	
333	-371	100	340	-448	101	343	-357	112	378	-462	112	380	
362	-322	44	234	-519	44	231	-287	49	259	-554	48	253	
389	-228	295	533	-498	303	566	-181	304	511	-546	311	549	
416	-352	121	406	-455	123	422	-347	133	449	-459	134	459	
445	-315	50	262	-503	52	275	-289	56	289	-529	57	298	
472	-213	354	627	-504	368	686	-183	371	636	-534	381	688	
499	-184	11	0	-251	11	0	-183	11	0	-252	11	0	
526	-130	0	0	-257	0	0	-129	0	0	-258	0	0	
555	-195	13	0	-255	13	0	-190	13	0	-261	13	0	
MAX		-28	354	627	-251	368	686	0	371	636	-252	381	688
MIN		-374			-519			-360			-554		

Incremento sollecitazioni per effetto consolidazione

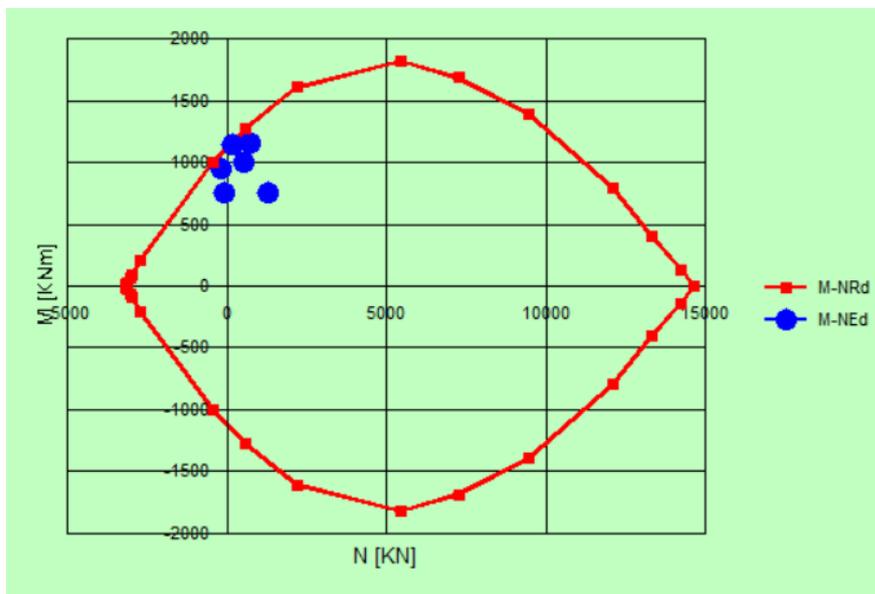
SOLLECITAZIONI MASSIME		PALI DI BANCHINA			
		P	V	M	
		KN	KN	KN-m	
MARE	P_{\min} (neg. comp.)	-1006	37	183	SLU
TERRA	P_{\max}	-144	139	170	SLU
TERRA	M_{\max}	-377	345	566	SLU
TERRA	P_{\max}	0	299	465	SLV
MARE	M_{\max} / V_{\max}	-534	381	688	SLV
interno	M_{\max} / V_{\max}	-459	134	459	SLV
COAZIONI CONSOLIDAZIONE (non fattorizzate) $\gamma = 1.2$					
TERRA		181	42	484	
MARE		-205	13	478	
interno		-74	24	538	
SOLLECITAZIONI MASSIME		SLU/SLV			
MARE	P_{\min} (neg. comp.)	-1252	53	757	SLU
TERRA	P_{\max}	74	190	751	SLU
TERRA	M_{\max}	-160	395	1147	SLU
TERRA	P_{\max}	181	341	949	SLV
MARE	M_{\max} / V_{\max}	-739	394	1166	SLV
interno	M_{\max} / V_{\max}	-533	158	997	SLV

SEZIONE PALO



M_{xRd}	1 103	kN m
σ_c	-14.17	N/mm ²
σ_s	391.3	N/mm ²
ϵ_c	3.5	‰
ϵ_s	8.228	‰
d	86.7	cm
x	25.87	x/d 0.2984
		δ 0.813

VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE



Sollecitazioni			
N.	N [kN]	M [kNm]	^
1	1252	757	
2	-74	751	
3	160	1147	
4	-181	949	
5	739	1166	
6	533	997	

VERIFICA A TAGLIO

§ 4.1.2.3.5.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_D	2	[-]
Passo delle staffe	s	150	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45,00	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	1508 [mm ² /m]	226 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	742,5	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	438,13	[kN]
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato	ν	0,5	
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,92	[MPa]
Coefficiente dipendente da eventuale presenza di compressione	α_c	1,01	[-]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	3346,41	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio	$A_{sw,max}$	1728	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	438,13	[kN]

$V_{Rd} < V_{sd\ Sisma} = 396\ kN$

Verifica LSE

Verifica delle tensioni di esercizio

Tensioni (SLE) - Combinazione Caratteristica

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \boxed{-13,17} \text{ N/mm}^2 & \sigma_c < 0.45 f_{ck} \\ \sigma_s &= \boxed{347,4} \text{ N/mm}^2 & \sigma_s < 0.8 f_{yk} \end{aligned}$$

Verifica a fessurazione

Tensioni (SLE) - Combinazione Frequente

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \boxed{-6,455} \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= \boxed{147,9} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. della circolare esplicativa relativa alle NTC 2018.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

10.1.2. Verifica sezione palo metallica

Per il palo metallico è prevista la protezione dalla corrosione per i primi 6 mt, pertanto, in tale zona, si verifica la sezione del palo senza ipotizzare riduzioni di sezione per effetto della corrosione considerando le sollecitazioni massime prese dalle varie combinazioni di carico esaminate in precedenza per la verifica della sezione in c.a.:

P	V	M
KN	KN	KN-m
-1252	395	1166

In tal caso la sezione è in classe 3 per cui si verifica in campo elastico:

	$f_{yk} = 275$ Mpa						
	$\gamma_{M1} = 1,1$						
	$E = 210000$ Mpa						
	$I = 10000$ mm ⁴						
	$r = 508$ mm						
	$t = 14,2$ mm		$r/t = 36$				
	$A = 44691$ mm ²		$Av = 22345$ mm ²				
	$W = 11038622$ mm ³						
Nmax	1242 kN	$\sigma_E = 27,8$ Mpa	$\sigma_{E,M}/\sigma_E = 3,8$				
Mmax	1166 kN m	$\sigma_{E,M} = 105,6$ Mpa	$\sigma_{VM} = 136,9$ Mpa	< f_{yd}	250,0 Mpa		
Vmax	395 kN	$\tau_E = 17,7$ Mpa					

Oltre i 6 m il palo può assumersi permanentemente immerso per cui si fa riferimento ad una riduzione di sezione in 100 anni di 3,5 mm per parte come raccomandato nell'EC3-parte 5.

Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Notes:

- 1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.
- 2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Dall'involuppo dei diagrammi di sollecitazione nelle varie combinazioni di carico si hanno oltre i primi 6 mt di profondità le seguenti sollecitazioni i massime:

P	V	M
KN	KN	KN-m
-1376	218	780

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE (A.2202.12 | PE | R | STR.01)

In tal caso la sezione ridotta ricade in classe 4 per cui lo stato tensionale composto da tensioni assiali e tangenziali si verifica tenendo conto dell'instabilità locale delle pareti cilindriche (EC3 -1 -6):

	$f_{yk} =$	275	Mpa				
	$\gamma_{M1} =$	1,1					
	$E =$	210000	Mpa				
	$l =$	10000	mm				
	$r =$	508	mm				
	$t =$	7,2	mm	$r/t =$	71		
	$A =$	22819	mm ²	$Av =$	11409	mm ²	
	$W =$	5714339	mm ³				
N_{max}	1376	kN	$\sigma_{\epsilon} =$	60,3	Mpa	$\sigma_{\epsilon,M}/\sigma_{\epsilon} =$	2,3
M_{max}	780	kN m	$\sigma_{\epsilon,M} =$	136,5	Mpa	$\sigma_{VM} =$	199,6 Mpa < f_{yd} 250,0 Mpa
V_{max}	218	kN	$\tau_{\epsilon} =$	19,1	Mpa		

$$\omega = \frac{\ell}{r} \sqrt{\frac{r}{l}} = \frac{\ell}{\sqrt{rl}} \quad \omega = 165,35 > 0,5 \frac{\ell}{l} = 35,2778 \quad \text{tubolare di grande lunghezza}$$

$$\frac{\ell}{t} \leq 150 \text{ and } \omega \leq 6 \left(\frac{\ell}{r}\right) \text{ and } 500 \leq \frac{E}{f_{yk}} \leq 1000$$

71 423 764
OK OK OK

Fabrication tolerance quality class	Description	Q
Class A	Excellent	40
Class B	High	25
Class C	Normal	16

$C_{yb} =$	6
$C_{x,N} =$	0,877
$\sigma_{x,Rcr} =$	1579,4 Mpa
$\lambda^*_x =$	0,417
$Q =$	16
$\Delta w_k =$	3,8 mm
$\alpha_x =$	0,353
$\lambda^*_{p,x} =$	0,940
$\lambda^*_{0,x} =$	0,426
$\beta_x =$	0,6
$\eta_x =$	1
$\chi_x =$	1

Case	Cylinder end	Boundary condition	C_{yb}
1	end 1	BC 1	6
	end 2	BC 1	
2	end 1	BC 1	3
	end 2	BC 2	
3	end 1	BC 2	1
	end 2	BC 2	

$$2,029 \quad \chi = \frac{\alpha}{\lambda^2} \quad \text{when } \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda}$$

$$1,011 \quad \chi = 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^\eta \quad \text{when } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p$$

$$\omega < 10 \quad C_t = 1,000$$

$$\omega > 8,7r/t \quad C_t = 0,510$$

Fabrication tolerance quality class	Description	α_t
Class A	Excellent	0,75
Class B	High	0,65
Class C	Normal	0,50

$C_\tau =$	1
$\tau_{x\theta,Rcr} =$	1458,2 Mpa
$\lambda^*_\tau =$	0,330
$\alpha_\tau =$	0,5
$\lambda^*_{p,\tau} =$	1,118
$\lambda^*_{0,\tau} =$	0,4
$\beta_\tau =$	0,6
$\eta_\tau =$	1
$\chi_\tau =$	1

$$4,592 \quad \chi = \frac{\alpha}{\lambda^2} \quad \text{when } \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda}$$

$$1,059 \quad \chi = 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^\eta \quad \text{when } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p$$

$$k_x = 2$$

$$k_\tau = 2$$

$$\sigma_{x,Rd} = 250,0 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{x\theta,Rd} = 144,3 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}} \right)^{k_\tau} = 0,637 \leq 1$$

10.1.3. Verifica sezione testa palo in c.a. in corrispondenza del giunto

Sollecitazioni massime:

Frame	Comb.	Mx KN-m	My KN-m
Max Mx/My	SLV-Y	353	220
Max Mx	SLV-X	385	163
		Vx KN	Vy KN
Max Vx/Vy	INV-SLV/SLU	262	201

Verifica (flessione deviata) per max Mx/My

N*	x [cm]	y [cm]	N*	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
1	16.3	-40.4	18	3.14	-11.8	-21.6
2	-1.1	-36.2	19	3.14	-15.1	13.1
3	-15.5	-23.3	20	3.14	-15.1	-13.1
4	-22.4	-5.2	21	3.14	-18.4	4.7
5	-22.4	5.2	22	3.14	-18.4	-4.7
6	-15.5	23.3				

Sollecitazioni		P.to applicazione N	
S.L.U.	Metodo n	<input checked="" type="radio"/> Centro	<input type="radio"/> Baricentro cls
N _{Ed} 0	0 kN	<input type="radio"/> Coord.[cm]	xN 0
M _{xEd} 353	0 kNm		yN 0
M _{yEd} 220	0	Tipo rottura	
		Lato calcestruzzo - Acciaio snervato	

Materiali		M _{xRd} 401.3 kN m	
B450C	C35/45	M _{yRd} 255.3 kN m	
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰	σ _c -19.83 N/mm ²	
f _{yd} 391.3 N/mm ²	ε _{cu} 3.5 ‰	σ _s 391.3 N/mm ²	
E _s 200 000 N/mm ²	f _{cd} 19.83	ε _c 3.5 ‰	
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8	ε _s 6.333 ‰	
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 13.5	d 43.96 cm	
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0.8	x 15.65	
	τ _{c1} 2.257	x/d 0.3559	
		δ 0.8849	

Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

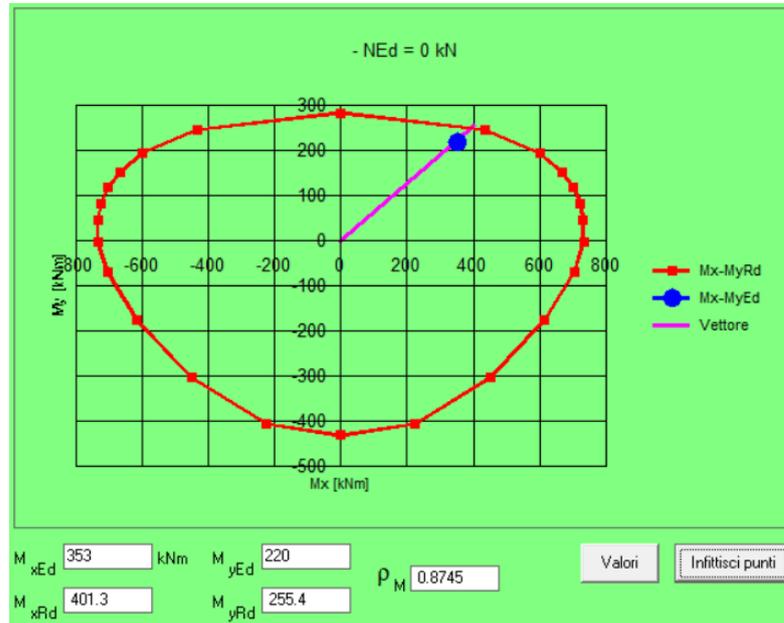
N* rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 283

Precompresso

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio
 Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere
 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE (A.2202.12 | PE | R | STR.01)



Verifica (flessione deviata) per max Mx

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	16.3	-40.4
2	-1.1	-36.2
3	-15.5	-23.3
4	-22.4	-5.2
5	-22.4	5.2
6	-15.5	23.3

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
18	3.14	-11.8	-21.6
19	3.14	-15.1	13.1
20	3.14	-15.1	-13.1
21	3.14	-18.4	4.7
22	3.14	-18.4	-4.7

a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

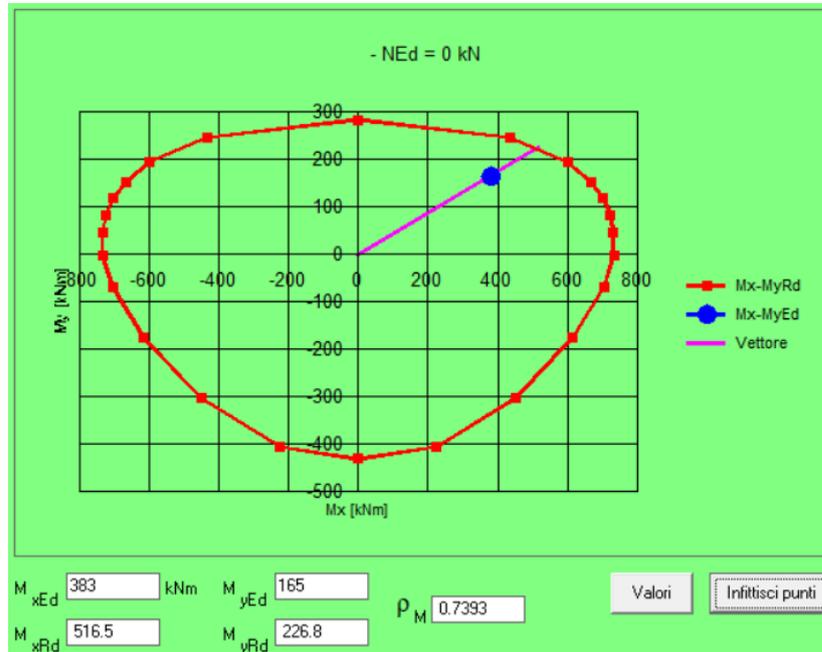
angolo asse neutro θ°

Precompresso

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



Capacità resistente a taglio VRdx

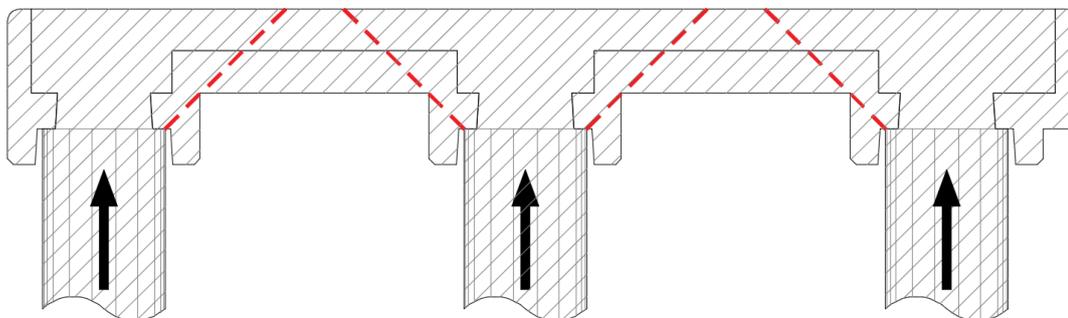
§ 4.1.2.3.5.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	21.80	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	1131 [mm ² /m]	A_{sw}	226 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	522	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2.50	[-]
		2.50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	577.53	[kN]
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato	ν	0.5	
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	12.75	[MPa]
Coefficiente dipendente da eventuale presenza di compressione	α_c	1.00	[-]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	872.10	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio	$A_{sw,max}$	342	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	577.53	[kN]

Capacità resistente a taglio VRdy

§ 4.1.2.3.5.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	21.80	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	1131 [mm ² /m]	A_{sw}	226 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	297	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2.50	[-]
		2.50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Senò di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	328.60	[kN]
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato	ν	0.5	
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	12.75	[MPa]
Coefficiente dipendente da eventuale presenza di compressione	α_c	1.00	[-]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	822.64	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio	$A_{sw,max}$	566	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	328.60	[kN]

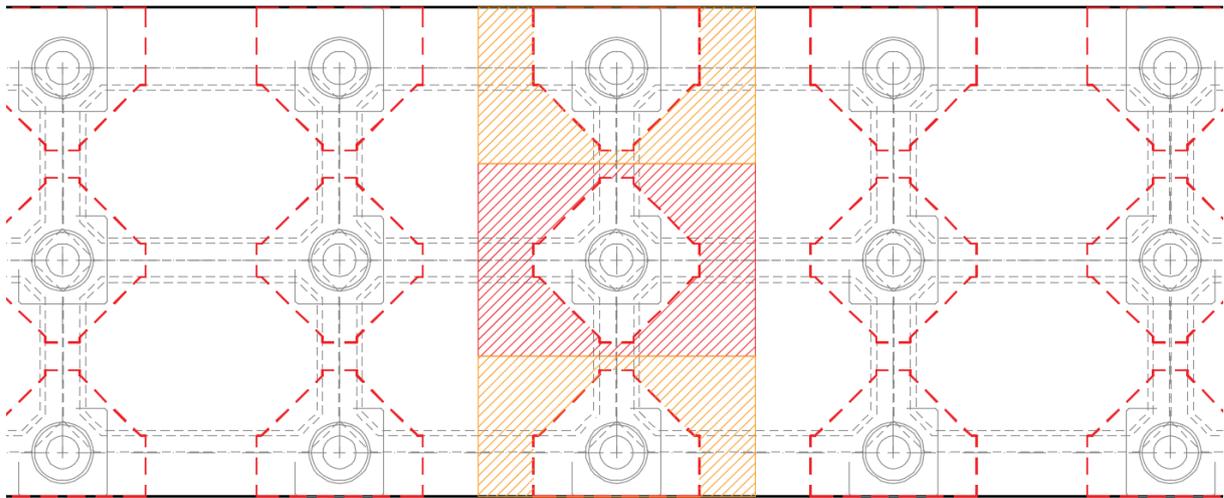
10.1.4. Punzonamento palo impalcato

Il punzonamento dell'impalcato deriva dalla reazione ai carichi agenti (permanententi e variabili) che il palo esercita su di esso. Tale reazione si esplica principalmente nella zona di contatto tra palo metallico e pulvino generando un'azione di punzonamento che provocherebbe una rottura secondo una superficie troncoconica le cui generatrici sono di seguito schematizzate dalle linee tratteggiate rosse:



Pertanto affinché avvenga una rottura per punzonamento si dovrebbe verificare la rottura delle mensole dei pulvini nonché delle nervature dell’impalcato, strutture che sono state già dimensionate a taglio nei confronti dei carichi agenti.

Inoltre i carichi di punzonamento sono quelli agenti all’esterno dell’impronta del cono di rottura, per cui rispetto al carico che arriva sul palo l’azione di punzonamento, considerando una scomposizione secondo le zone d’influenza, risulterebbe ridotta al 65% per i pali interni ed al 57% per i pali di bordo.



10.1.5. Lunghezza di ancoraggio armature testa palo

Per le armature del palo si utilizzano barre di armatura longitudinali di diametro 20 mm, di seguito si valuta la lunghezza di ancoraggio secondo le NTC 2018:

CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO 4.1.1 NTC18

Classe del calcestruzzo

C35/45

Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	45.00 N/mm ²
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	45.35 N/mm ²
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	37.35 N/mm ²
Resistenza cilindrica di calcolo	f_{cd}	24.90 N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica	f_{ctm}	3.35 N/mm ²
Resistenza a trazione media	f_{ctk}	2.35 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	1.56 N/mm ²
Modulo di Young	E_c	34625 N/mm ²
Coefficiente sicurezza calcestruzzo	γ_c	1.5

CARATTERISTICHE ACCIAIO

Tipo Acciaio	Fe B450C	
Tensione di Rottura	f_k	540.0 N/mm ²
Tensione di snervamento	f_{yk}	450.0 N/mm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Modulo di Young	E_c	206000 N/mm ²
Coefficiente sicurezza acciaio	γ_s	1.15

LUNGHEZZA DI ANCORAGGIO §4.1.2.1.1.4 NTC18

Diametro della barra	Φ 20 [mm]	
Tipo aderenza	aderenza carente	
Resistenza tangenziale di calcolo	f_{bd}	2.46 N/mm ²
Coefficiente	η=η1*η2	0.7
Coefficiente di aderenza	η1	1
Coefficiente di diametro	η2	0.7
Coefficiente sicurezza calcestruzzo	γ_c	1.5
<u>Lunghezza di ancoraggio della barra</u>	L_b	794 mm

Tipo aderenza	aderenza buona	
Resistenza tangenziale di calcolo	f_{bd}	3.52 N/mm ²
Coefficiente	η=η1*η2	1
Coefficiente di aderenza	η1	1
Coefficiente di diametro	η2	1
Coefficiente sicurezza calcestruzzo	γ_c	1.5
<u>Lunghezza di ancoraggio della barra</u>	L_b	556 mm

Rispetto alla sezione considerata nelle verifiche della parte sommitale del palo in c.a., cioè la sezione in corrispondenza del culmine del palo metallico, la lunghezza delle barre che entrano nell'impalcato è pari a 1080 mm che soddisfa anche le condizioni di aderenza carente.

10.2. Pali pontile

10.2.1. Verifica sezione testa palo in c.a.

Sollecitazioni in testa ai pali

TABLE: Element Forces - Frames				PONTILE											
Frame	SLU-1			SLU-2			SLU-3			SLU-4					
	P	V	M	P	V	M	P	V	M	P	V	M			
Text	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m	KN	KN	KN-m			
30	-904	8	29	-708	7	32	-776	9	36	-639	9	36			
57	-743	3	8	-573	5	20	-621	6	11	-502	7	22			
111	-387	16	109	-385	13	87	-327	14	91	-326	12	76			
140	-498	19	128	-486	16	102	-436	17	110	-428	15	92			
196	-889	8	30	-699	7	31	-764	10	37	-631	9	36			
223	-727	2	9	-564	4	18	-608	6	10	-493	7	21			
279	-883	8	30	-696	8	33	-759	10	38	-628	9	38			
306	-721	2	9	-561	5	23	-603	6	10	-491	7	23			
362	-889	8	30	-702	7	28	-764	10	37	-633	9	35			
389	-727	2	9	-568	4	13	-608	6	10	-496	6	19			
445	-904	8	29	-714	7	32	-776	9	36	-643	9	36			
472	-743	3	8	-582	5	24	-621	6	11	-508	7	25			
526	-387	16	109	-212	12	79	-327	14	91	-205	12	71			
555	-498	19	128	-295	14	95	-436	17	110	-294	14	87			
672	-853	9	46	-687	7	26	-733	10	47	-617	9	34			
698	-704	5	30	-558	4	5	-589	7	28	-487	7	19			
724	-853	9	46	-650	10	60	-733	10	47	-591	10	54			
750	-704	5	30	-531	8	51	-589	7	28	-467	9	44			
MAX	-387	19	128	-212	16	102	-327	17	110	-205	15	92			
MIN	-904			-714			-776			-643					

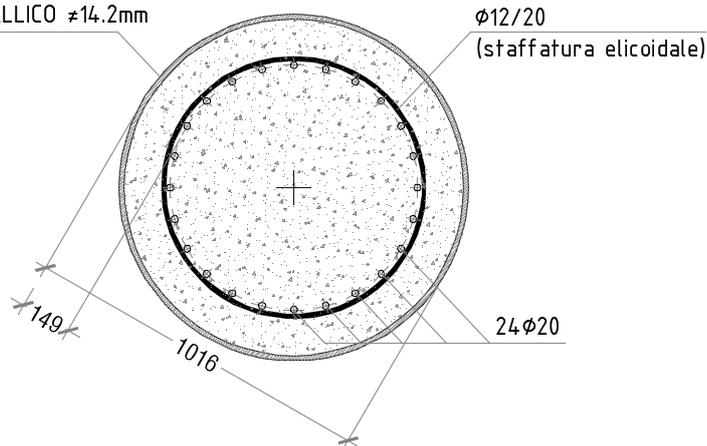
Frame	SLV-X max			SLV-X min			SLV-Y max			SLV-Y min		
	P	V	M	P	V	M	P	V	M	P	V	M
Text	KN	KN	KN-m									
30	-305	134	689	-527	134	691	-54	132	609	-779	131	614
57	-243	132	680	-464	133	689	7	131	601	-713	132	622
111	-7	121	600	-387	108	510	99	119	527	-493	115	505
140	-43	124	622	-435	109	517	59	120	534	-537	114	497
196	-301	133	686	-519	133	689	-48	133	613	-772	132	618
223	-238	132	677	-455	133	686	14	131	604	-706	133	627
279	-299	133	685	-516	133	686	-46	133	615	-769	132	618
306	-236	132	677	-452	133	683	16	132	605	-704	133	628
362	-301	133	688	-519	133	687	-48	133	614	-772	132	617
389	-238	132	680	-455	133	683	14	131	605	-706	133	626
445	-305	134	690	-527	133	690	-54	132	609	-779	131	613
472	-243	133	683	-464	133	686	7	131	601	-713	132	621
526	-7	108	507	-387	121	602	99	115	496	-493	119	535
555	-43	110	517	-435	124	621	59	116	499	-537	118	533
672	-282	134	692	-506	130	663	-34	131	608	-754	129	600
698	-223	133	683	-449	130	663	23	130	600	-696	130	608
724	-282	130	662	-506	134	692	-34	130	598	-754	130	610
750	-223	129	658	-449	133	688	23	129	591	-696	131	617
MAX	-7	134	692	-387	134	692	99	133	615	-493	133	628
MIN	-305			-527			-54			-779		

Incremento sollecitazioni per effetto consolidazione

SOLLECITAZIONI MASSIME	PALI PONTILE			
	P	V	M	
	KN	KN	KN-m	
P_{min} (neg. comp.)	-904	8	29	SLU
P_{max}	-205	7	22	SLU
M_{max}	-498	19	128	SLU
P_{max}	99	119	527	SLV
M_{max} / V_{max}	-282	134	692	SLV
COAZIONI CONSOLIDAZIONE (non fattorizzate) $\gamma = 1.2$				
	50	0	176	
	-100	0	176	
SOLLECITAZIONI MASSIME	SLU/SLV			
P_{min} (neg. comp.)	-1024	8	240	SLU
P_{max}	-145	7	233	SLU
M_{max}	-438	19	339	SLU
P_{max}	149	119	703	SLV
M_{max} / V_{max}	-232	134	868	SLV

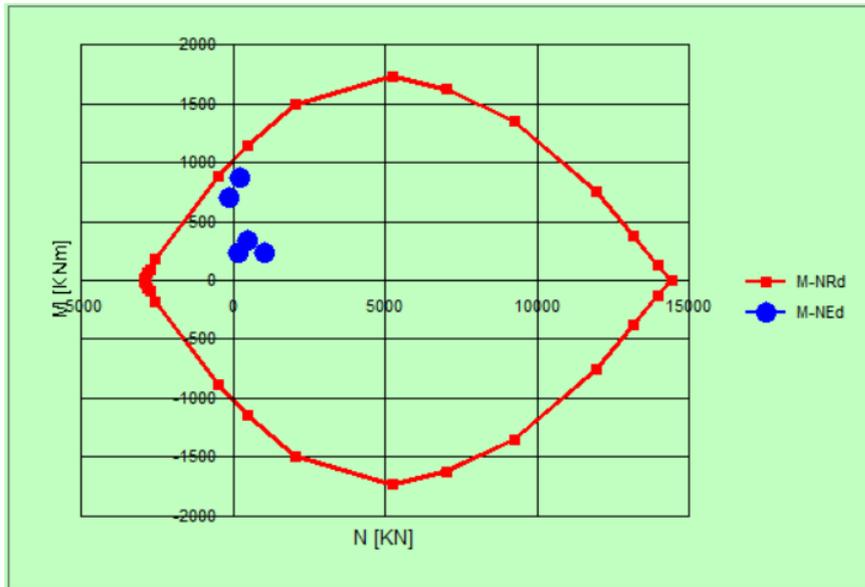
SEZIONE PALO

PALO METALLICO $\neq 14.2\text{mm}$



M_{xRd}	1 032	kN m
σ_c	-14.17	N/mm ²
σ_s	391.3	N/mm ²
ϵ_c	3.5	‰
ϵ_s	8.589	‰
d	86.7	cm
x	25.1	x/d 0.2895
		δ 0.8019

VERIFICA A PRESSO/TENSO FLESSIONE



Sollecitazioni		
N.	N [kN]	M [kNm]
1	1024	240
2	145	233
3	438	339
4	-149	703
5	232	868

VERIFICA A TAGLIO

§ 4.1.2.3.5.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45,00	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	1131 [mm ² /m]	A_{sw}	226 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	742,5	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	328,60	[kN]
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato	ν	0,5	
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,92	[MPa]
Coefficiente dipendente da eventuale presenza di compressione	α_c	1,01	[-]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	3346,41	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio	$A_{sw,max}$	2304	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	328,60	[kN]

$$V_{Rd} < V_{sd\text{ SISMA}} = 134 \text{ kN}$$

Verifica LSE

Verifica delle tensioni di esercizio

Tensioni (SLE) - Combinazione Caratteristica

σ_c	-4,236	N/mm ²	$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$
σ_s	81,49	N/mm ²	$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$

Verifica a fessurazione

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. della circolare esplicativa relativa alle NTC 2018.

Di fatto tali limitazioni sono già rispettate per la combinazione caratteristica.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

10.2.2. Verifica sezione palo metallica

Per il palo metallico è prevista la protezione dalla corrosione per i primi 6 mt, pertanto, in tale zona, si verifica la sezione del palo senza ipotizzare riduzioni di sezione per effetto della corrosione considerando le sollecitazioni massime prese dalle varie combinazioni di carico esaminate in precedenza per la verifica della sezione in c.a.:

P	V	M
KN	KN	KN-m
-1024	119	868

In tal caso la sezione è in classe 3 per cui si verifica in campo elastico:

		$f_{yk} = 275$ Mpa				
		$\gamma_{M1} = 1,1$				
		$E = 210000$ Mpa				
		$I = 10000$ mm ⁴				
		$r = 508$ mm				
		$t = 14,2$ mm		$r/t = 36$		
		$A = 44691$ mm ²		$A_v = 22345$ mm ²		
		$W = 11038622$ mm ³				
Nmax	1024	kN	$\sigma_E = 22,9$ Mpa	$\sigma_{E,M}/\sigma_E = 3,4$		
Mmax	868	kN m	$\sigma_{E,M} = 78,6$ Mpa	$\sigma_{VM} = 102,0$ Mpa	< f_{yd}	250,0 Mpa
Vmax	119	kN	$\tau_E = 5,3$ Mpa			

Oltre i 6 m il palo può assumersi permanentemente immerso per cui si fa riferimento ad una riduzione di sezione in 100 anni di 3,5 mm per parte come raccomandato nell'EC3-parte 5.

Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal,) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent,) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Notes:

1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.

2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Dall'involuppo dei diagrammi di sollecitazione nelle varie combinazioni di carico si hanno oltre i primi 6 mt di profondità le seguenti sollecitazioni i massime:

P	V	M
KN	KN	KN-m
-1182	150	739

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE (A.2202.12 | PE | R | STR.01)

In tal caso la sezione ridotta ricade in classe 4 per cui lo stato tensionale composto da tensioni assiali e tangenziali si verifica tenendo conto dell'instabilità locale delle pareti cilindriche (EC3 -1 -6):

$$\begin{aligned}
 f_{yk} &= 275 \text{ Mpa} \\
 \gamma_{M1} &= 1,1 \\
 E &= 210000 \text{ Mpa} \\
 l &= 10000 \text{ mm} \\
 r &= 508 \text{ mm} \\
 t &= 7,2 \text{ mm} & r/t &= 71 \\
 A &= 22819 \text{ mm}^2 & A_v &= 11409 \text{ mm}^2 \\
 W &= 5714339 \text{ mm}^3 \\
 N_{max} &= 1182 \text{ kN} & \sigma_{\epsilon} &= 51,8 \text{ Mpa} & \sigma_{E,M}/\sigma_{\epsilon} &= 2,5 \\
 M_{max} &= 739 \text{ kN m} & \sigma_{E,M} &= 129,3 \text{ Mpa} & \sigma_{VM} &= 182,5 \text{ Mpa} < f_{yd} &= 250,0 \text{ Mpa} \\
 V_{max} &= 150 \text{ kN} & \tau_{\epsilon} &= 13,1 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\omega = \frac{\ell}{r} \sqrt{\frac{r}{t}} = \frac{\ell}{\sqrt{rt}} \quad \omega = 165,35 > 0,5 \frac{r}{t} = 35,2778 \quad \text{tubolare di grande lunghezza}$$

$$\frac{r}{t} \leq 150 \text{ and } \omega \leq 6 \left(\frac{r}{t}\right) \text{ and } 500 \leq \frac{E}{f_{y,k}} \leq 1000$$

71	423	764
OK	OK	OK

Fabrication tolerance quality class	Description	Q
Class A	Excellent	40
Class B	High	25
Class C	Normal	16

$$\begin{aligned}
 C_{xb} &= 6 \\
 C_{x,N} &= 0,877 \\
 \sigma_{x,Rcr} &= 1579,4 \text{ Mpa} \\
 \lambda_{*x} &= 0,417 \\
 Q &= 16 \\
 \Delta w_k &= 3,8 \text{ mm} \\
 \alpha_x &= 0,353 \\
 \lambda_{*p,x} &= 0,940 \\
 \lambda_{*o,x} &= 0,450 \\
 \beta_x &= 0,6 \\
 \eta_x &= 1 \\
 \chi_x &= 1
 \end{aligned}$$

Case	Cylinder end	Boundary condition	C _{xb}
1	end 1 end 2	BC 1 BC 1	6
2	end 1 end 2	BC 1 BC 2	3
3	end 1 end 2	BC 2 BC 2	1

$$\begin{aligned}
 \omega < 10 \quad C_t &= 1,000 \\
 \omega > 8.7r/t \quad C_t &= 0,510
 \end{aligned}$$

Fabrication tolerance quality class	Description	α _τ
Class A	Excellent	0,75
Class B	High	0,65
Class C	Normal	0,50

$$\begin{aligned}
 C_t &= 1 \\
 \tau_{x\theta,Rcr} &= 1458,2 \text{ Mpa} \\
 \lambda_{*t} &= 0,330 \\
 \alpha_t &= 0,5 \\
 \lambda_{*p,t} &= 1,118 \\
 \lambda_{*o,t} &= 0,4 \\
 \beta_t &= 0,6 \\
 \eta_t &= 1 \\
 \chi_t &= 1
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 2,029 \quad \chi &= \frac{\alpha}{\lambda^2} & \text{when } \bar{\lambda}_p &\leq \bar{\lambda} \\
 1,040 \quad \chi &= 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^{\eta} & \text{when } \bar{\lambda}_0 &< \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p \\
 4,592 \quad \chi &= \frac{\alpha}{\lambda^2} & \text{when } \bar{\lambda}_p &\leq \bar{\lambda} \\
 1,059 \quad \chi &= 1 - \beta \left(\frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^{\eta} & \text{when } \bar{\lambda}_0 &< \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p
 \end{aligned}$$

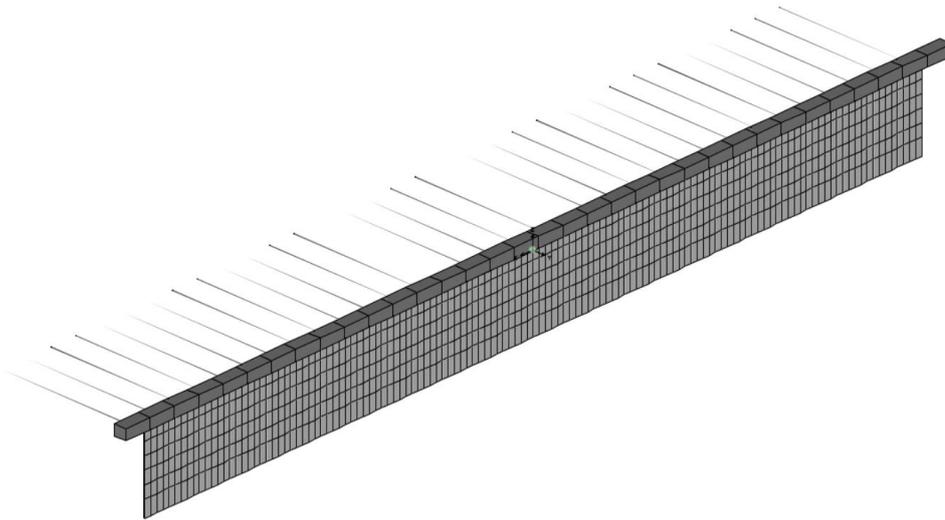
$$\begin{aligned}
 k_x &= 2 \\
 k_t &= 2 \\
 \sigma_{x,Rd} &= 250,0 \text{ Mpa} \\
 \tau_{x\theta,Rd} &= 144,3 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}} \right)^{k_x} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}} \right)^{k_t} = 0,533 \leq 1$$

11. TRAVI DI CORONAMENTO PALANCOLATI TIRANTATI

11.1. Dimensionamento trave di coronamento

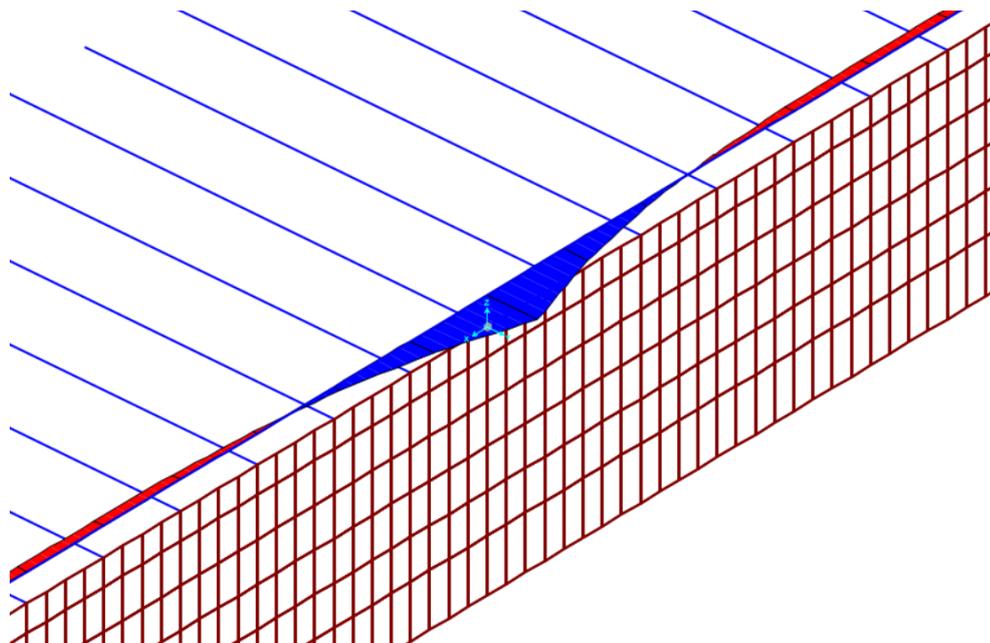
Modello spaziale



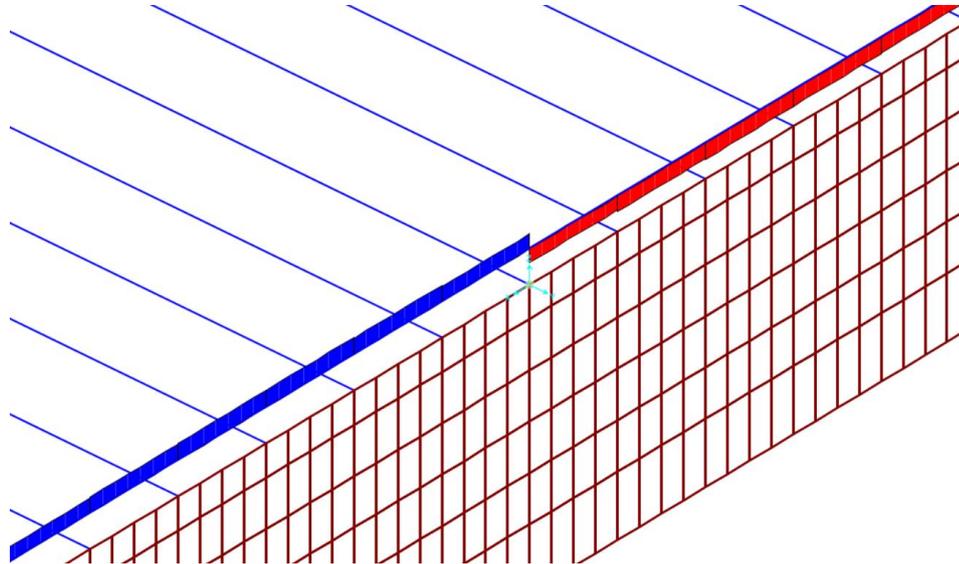
Si analizza il tiro di una bitta da 50 ton.

11.1.1. Sollecitazioni e verifiche (SLU)

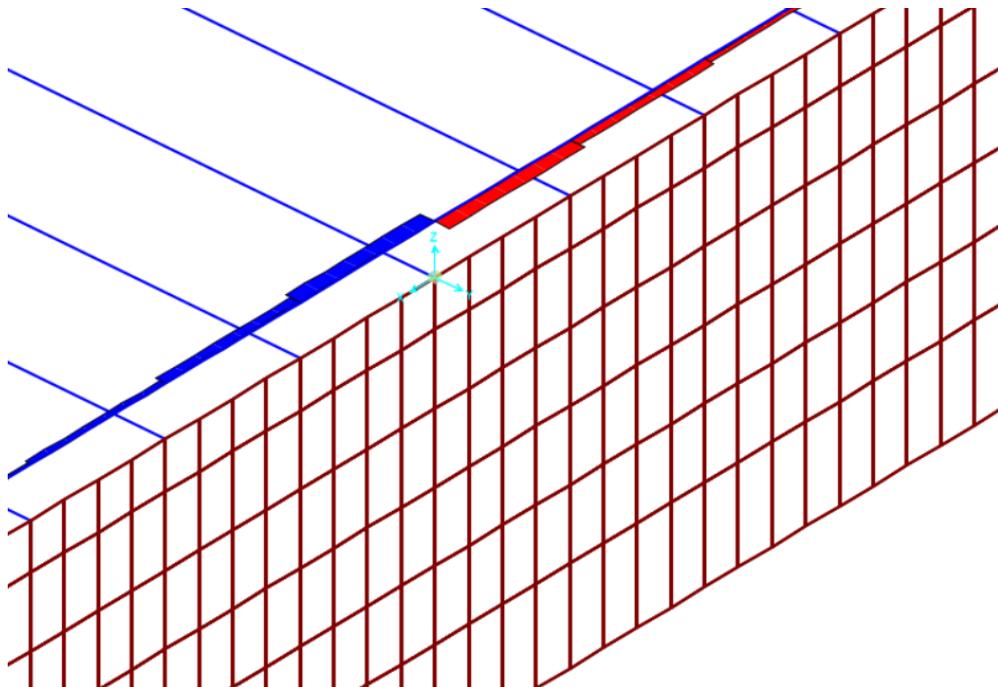
Momento flettente massimo sul piano orizzontale: $M = 1899 \text{ kN m}$



Torsione massima: $T = 425 \text{ kN m}$



Taglio massimo sul piano orizzontale: $V = 317 \text{ kN}$



VERIFICA A FLESSIONE

Geometria sezione

N° strati barre <input type="text" value="4"/> <input type="button" value="Zoom"/>		
N°	b [cm]	h [cm]
1	225	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	8.3
2	14,07	39.3
3	14,07	110.7
4	25,76	141.7

Momento resistente

M_{xRd}	<input type="text" value="2 182"/> kN m
σ_c	<input type="text" value="-14,17"/> N/mm ²
σ_s	<input type="text" value="391,3"/> N/mm ²
ϵ_c	<input type="text" value="3,5"/> ‰
ϵ_s	<input type="text" value="57,21"/> ‰
d	<input type="text" value="141,7"/> cm
x	<input type="text" value="8,169"/> x/d <input type="text" value="0,05765"/>
δ	<input type="text" value="0,7"/>

$$M_{Rd} > M_{Ed} = 1899 \text{ kN m}$$

VERIFICA TORSIONE E TAGLIO

§ 4.1.2.3.5.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	<input type="text" value="16"/>	[mm]
Numero di braccia	n_b	<input type="text" value="4"/>	[-]
Passo delle staffe	s	<input type="text" value="200"/>	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	<input type="text" value="45,00"/>	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	<input type="text" value="90"/>	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	<input type="text" value="4021"/> [mm ² /m]	804 [mm ²]
Braccio della coppia interna	z	<input type="text" value="1275,3"/>	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	<input type="text" value="1,00"/>	[-]
		<input type="text" value="1,00"/>	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	<input type="text" value="0,00"/>	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	<input type="text" value="1,00"/>	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	<input type="text" value="2006,72"/>	[kN]
Coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato	u	<input type="text" value="0,5"/>	
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	<input type="text" value="9,92"/>	[MPa]
Coefficiente dipendente da eventuale presenza di compressione	α_c	<input type="text" value="1,00"/>	[-]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	<input type="text" value="14261,57"/>	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio	$A_{sw,max}$	<input type="text" value="5716"/>	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	<input type="text" value="2006,72"/>	[kN]

$$V_{Rd} > V_{Ed} = 317 \text{ kN}$$

§ 4.1.2.3.6 - RESISTENZA NEI CONFRONTI DI SOLLECITAZIONI TORCENTI			
Momento Torcente di progetto allo Stato Limite Ultimo	T_{Ed}	425	[kN m]
Armature longitudinali integrative per la torsione	ϕ_{parete}	16	[mm]
	n_b	5	
	Arm Parete	1005	[mm ²]
	$\phi_{zona\ tesa}$	16	
	n_b	9	
	Arm Sup	1810	[mm ²]
	$\phi_{zona\ comp.}$	16	
	n_b	9	
	Arm inf	1810	[mm ²]
Totale armatura longitudinale	A_l	4624	[mm ²]
Armatura Trasversale (solo bracci esterni)	$a_s = A_{sw}/s$	2,01	[mm ² /mm]
Spessore sezione cava	t	450	[mm]
Perimetro medio del nucleo resistente	u_m	5700	[mm]
Area racchiusa dalafibra media del profilo periferico	A	1890000	[mm ²]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	2,16	[-]
Resistenza di progetto a torsione del calcestruzzo	T_{Rcd}	6428,15	[kN m]
Resistenza di progetto delle staffe	T_{Rsd}	6428,15	[kN m]
Resistenza di progetto a torsione delle armature longitudinali	T_{Rld}	555,19	[kN m]
Resistenza a torsione della sezione	T_{Rd}	555,19	[kN m]

$$T_{Rd} > T_{Ed} = 425 \text{ kN m}$$

TORSIONE + TAGLIO

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1$$

$$T_{Ed} = 425,00 \text{ kN m}$$

$$T_{Rd} = 555,19 \text{ kN m}$$

$$V_{Ed} = 317,00 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 2006,72 \text{ kN}$$

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = \text{0,92} \leq 1$$

11.1.2. Verifica LSE

Verifica delle tensioni di esercizio

Tensioni (SLE) - Combinazione Caratteristica

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \boxed{-3.764} \text{ N/mm}^2 & \sigma_c < 0.45 f_{ck} \\ \sigma_s &= \boxed{277.3} \text{ N/mm}^2 & \sigma_s < 0.8 f_{yk} \end{aligned}$$

Verifica a fessurazione

Tensioni (SLE) - Combinazione Frequente

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \boxed{-1.882} \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_s &= \boxed{138.6} \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. della circolare esplicativa relativa alle NTC 2018.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

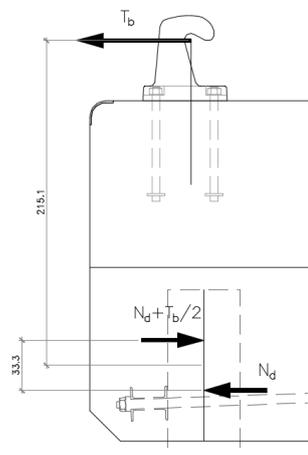
Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

11.1.3. Trasferimento tiro bitta su testa palancola

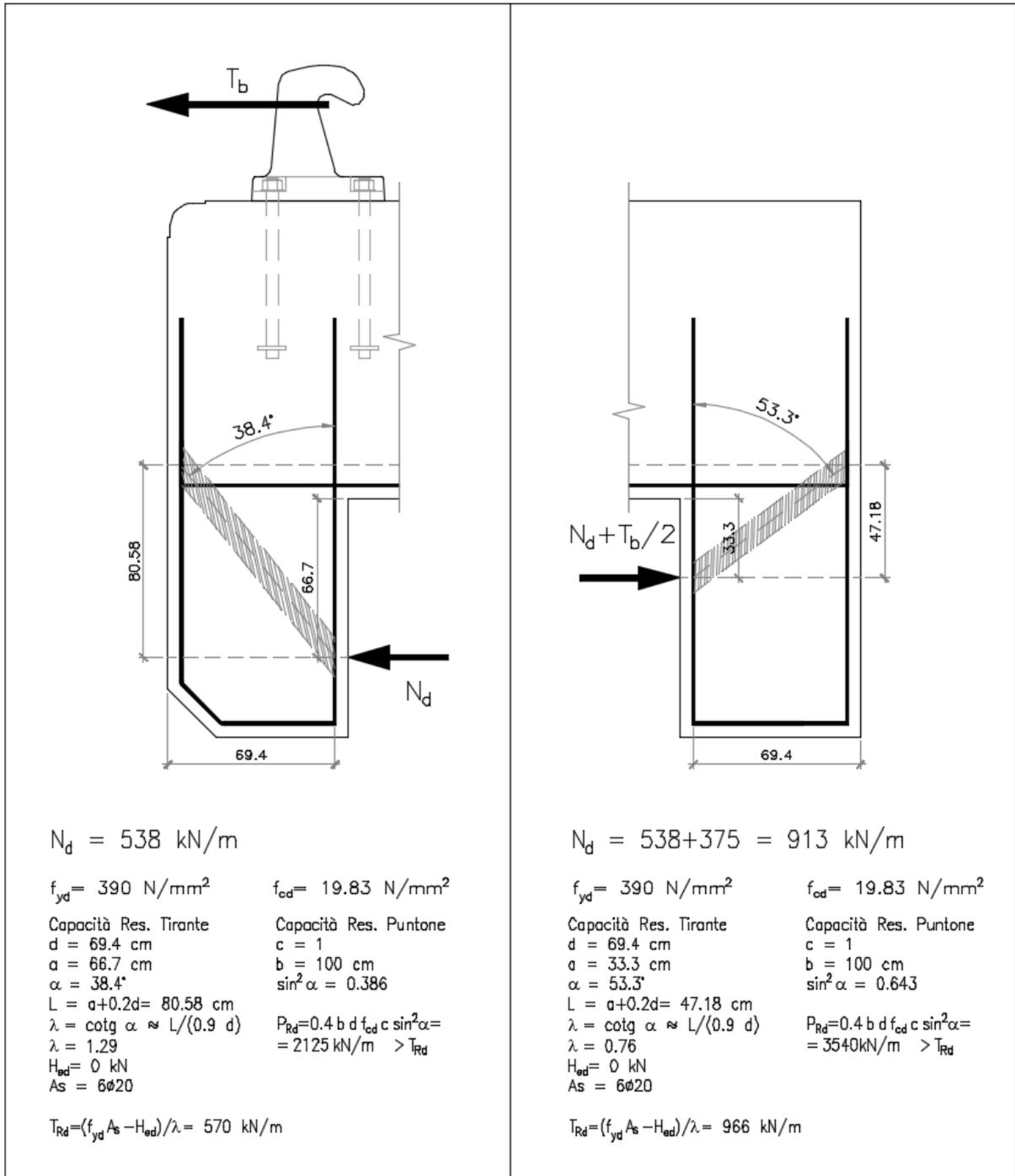
$$\begin{aligned} T_b &= 1.5 \times 500 = 750 \text{ kN} \\ \text{Momento di reazione testa palancola} \\ M(T_b) &= 2.15 \times 750 = 1613 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{intensità coppia resistente} \\ C(T_b) &= 1613 / 0.333 = 4840 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{intensità coppia resistente al metro} \\ c(T_b) &= 4840 / 9 = 538 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



Verifica meccanismi Tirante-puntone:



11.2. Dimensionamento tirante

Come già anticipato si ha il tiro massimo altirante di collegamento tra palancolato principale e palancolato di ancoraggio pari a 437 kN. Tale valore è da intendersi già fattorizzato per i coefficienti amplificativi previsti nelle varie combinazioni di carico. Pertanto si fa riferimento ad un tirante a barra con le seguenti caratteristiche:

GEWI® B500B Threadbar

Diametro nominale \varnothing	Tensione snervamento / tensione rottura $f_{p0,2k} / f_{tk}$	Sezione trasversale A	Carico snervamento F_{yk}	Carico ultimo F_{tk}	Peso	Peso DCP
[mm]	[N/mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kg/m]	[kg/m]
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6

11.3. Dimensionamento travi di correa

Per il dimensionamento delle travi di correa composte da 2 UPN 220 si considera un tratto di trave di lunghezza pari a 9.60 mt. Su tale tratto fanno contrasto tre tiranti essendo questi disposti ad interasse di 3.2 m. Si considera uno schema statico di trave su suolo elastico la cui rigidezza è compatibile con quella delle sabbie presenti in sito ($E = 15 \text{ Mpa}$) caricata dai tiri massimi previsti per i tiranti.

Diagramma dei momenti con un solo tirante (quello centrale) caricato

$$M_{\max} = 24.84 \text{ kN m}$$

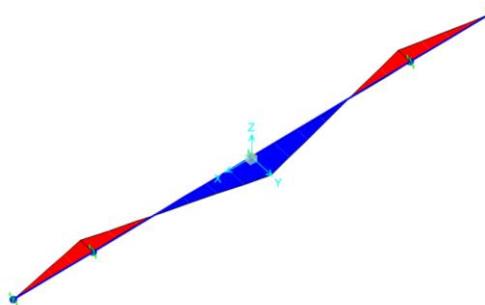
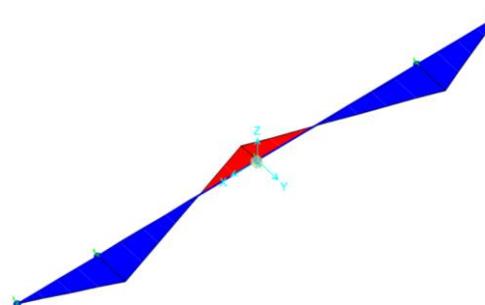


Diagramma dei momenti con tutti e tre i tiranti caricati

$$M_{\max} = 34.74 \text{ kN m}$$

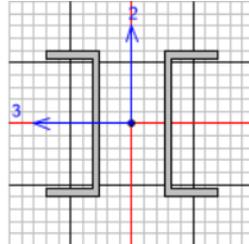


Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE (A.2202.12 | PE | R | STR.01)

VERIFICA – sezione maggiormente sollecitata



Units **KN, m, C**

Italian NTC 2018 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)

Units : KN, m, C

Frame : 6	X Mid: -1,6	Combo: 3 tiranti	Design Type: Beam
Length: 3,2	Y Mid: 0,	Shape: 2UPN220/100/	Frame Type: DCH-MRF
Loc : 3,2	Z Mid: 0,	Class: Class 1	Rolled : Yes

Interaction=Method B MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Consider Torsion? No

GammaM0=1,	GammaM1=1,	GammaM2=1,25	
An/Ag=1,	RLLF=1,	PLLF=0,75	D/C Lim=0,95

Aeff=0,007	eNy=0,	eNz=0,		
A=0,007	Iyy=5,381E-05	iyy=0,085	Wel,yy=4,892E-04	Weff,yy=4,892E-04
It=0,	Izz=4,207E-05	izz=0,075	Wel,zz=3,236E-04	Weff,zz=3,236E-04
Iw=0,	Iyz=0,	h=0,22	Wpl,yy=5,861E-04	Av,y=0,004
E=210000000,	fy=275000,	fu=430000,	Wpl,zz=5,344E-04	Av,z=0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3,2	0,	-19,576	0,	16,976	0,	0,

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation NTC Eq C4.2.38)

D/C Ratio: 0,721 = 0, + 0,721 + 0, < 0,95 OK
 = Ned/(Chi_z NRk/GammaM1) + kzy (My,Ed+NED eNy)/(Chi_LT My,Rk/GammaM1)
 + kzz (Mz,Ed+NED eNz)/(Mz,Rk/GammaM1) (NTC Eq C4.2.38)

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned	Nc,Rd	Nt,Rd
	Force	Capacity	Capacity
Axial	0,	2059,475	2059,475

	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag
	2059,475	2318,594	2315,607	2315,607	1,

	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	c	0,49	10891,359	0,435	0,652	0,879	1809,721
MajorB (y-y)	c	0,49	10891,359	0,435	0,652	0,879	1809,721
Minor (z-z)	c	0,49	946,126	1,475	1,901	0,323	664,484
MinorB (z-z)	c	0,49	946,126	1,475	1,901	0,323	664,484
Torsional TF	c	0,49	2315,607	0,943	1,127	0,574	1181,347

MOMENT DESIGN

	Med	Med,span	Mm,Ed	Meq,Ed
	Moment	Moment	Moment	Moment
Major (y-y)	-19,576	-19,576	7,586	-13,899
Minor (z-z)	0,	0,	0,	0,

	Mc,Rd	Mv,Rd	Mn,Rd	Mb,Rd
	Capacity	Capacity	Capacity	Capacity

**AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEL MAR TIRRENO CENTRO SETTENTRIONALE
AUTORITÀ PORTUALE DI CIVITAVECCHIA, FIUMICINO E GAETA**

Nuovo Porto Commerciale di Fiumicino – I Lotto Funzionale – I Stralcio

Progetto Esecutivo – Darsena Pescherecci e viabilità di accesso al cantiere

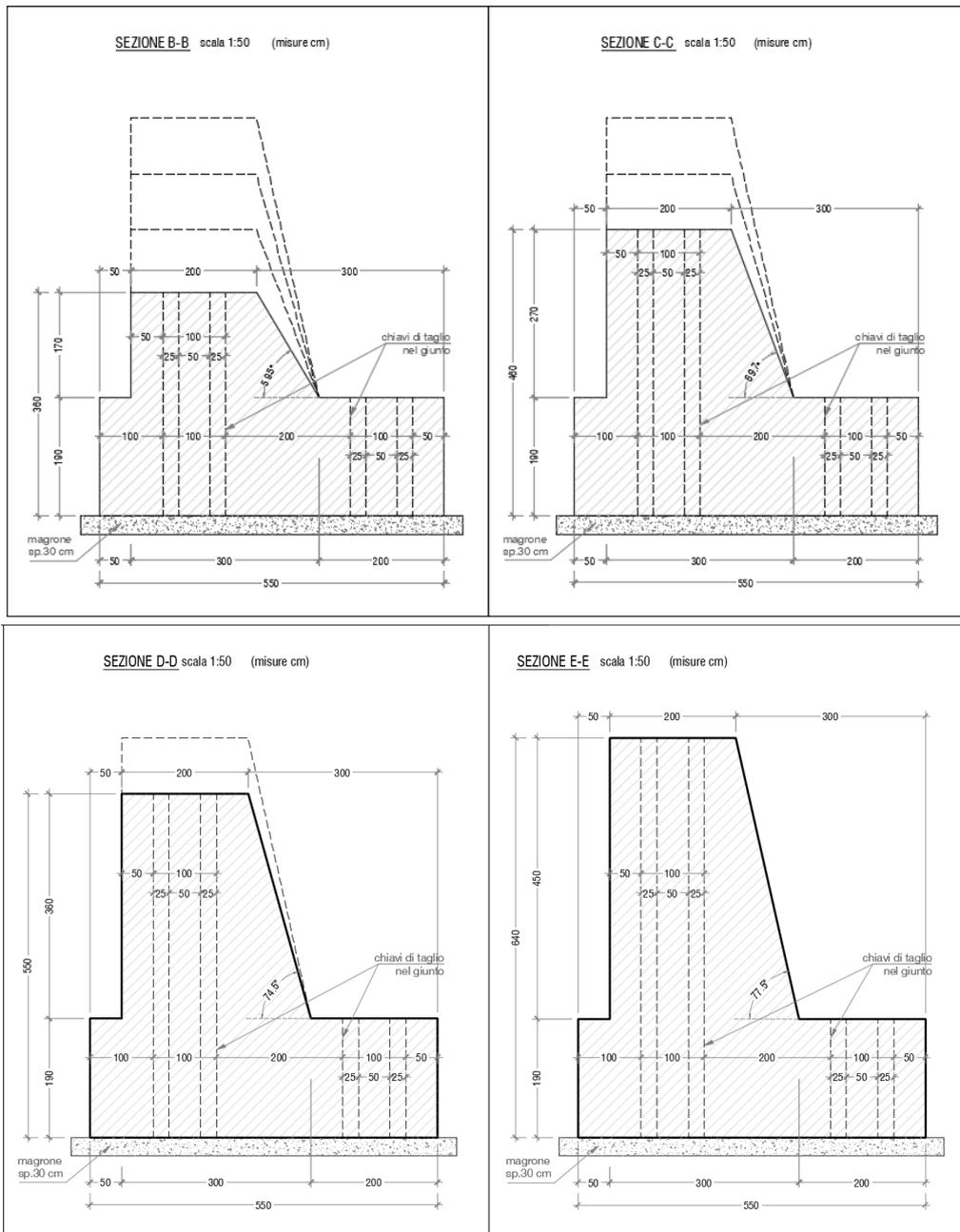
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE (A.2202.12 | PE | R | STR.01)

Major (y-y)	161,178	161,178	161,178	27,149		
Minor (z-z)	146,96	146,96	146,96			
LTB	Curve d	AlphaLT 0,76	LambdaBarLT 2,059	PhiLT 3,325	ChiLT 0,168	Iw 0, Mcr 38,03
Factors	kw 1, za 0,11	Psi 2,35 zs 0,	C2 0, zg 0,11	C3 0,907 zz 0,	zj -1,	
Factors		kyy 0,4	kyz 0,6	kzy 1,	kzz 1,	
SHEAR DESIGN						
		Ved Force	Ted Torsion	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major (z)		16,976	0,	639,292	0,027	OK
Minor (y)		0,	0,	631,751	0,	OK
Reduction		Vpl,Rd 639,292	Eta 1,	LambdabarW 0,265		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS						
Major (V2)		VMajor Left 16,976	VMajor Right 16,976			

12. MURI PARAONDE

12.1. Geometrie

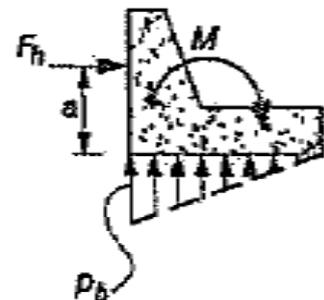
Si fa riferimento al muro paraonde presente sulla diga di sopraflutto che è soggetto all'impatto dell'onda più severo. Per i muri paraonde non è prevista armatura in quanto trattandosi di strutture massive, nei confronti delle tensioni interne che possono svilupparsi presentano sezioni resistenti molto estese. Le sezioni analizzate sono rappresentate di seguito:



12.2. Verifiche di stabilità

Calcolo delle spinte sul muro paraonde								
SEZZ	fh (KN/m)	Lbanch (m)	FH (KN)	a (m)	M (KNm)	Pb (KN)	braccio (m)	Mb (KNm)
EE	74,01	25	1850,25	3,52	6512,88	1551,516	3,67	5694,06372
DD	66,89	25	1672,2589	3,025	5058,583099	1464,67	3,67	5375,3389
CC	67,125	25	1678,8	2,53	4247,5	1702,27	3,67	6247,3309
BB	55,38	25	1384,45	1,98	2741,211	1745,78359	3,67	6407,02576

verifiche A1+M1+R3			
SEZZ	Scorrimento	Ribaltamento	Capacità P
EE	3,09 > 1,10	2,26 > 1,15	6,6 > 1,4
DD	3,05 > 1,10	2,34 > 1,15	7,58 > 1,4
CC	2,55	2	6,42
BB	2,55 > 1,10	1,91 > 1,15	7,13 > 1,4



12.3. Verifiche strutturali

Trattandosi di strutture massicce ed estese si fa riferimento al calcestruzzo non armato secondo le NTC 2018 4.1.11.

Per il cls: $f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$ $f_{ctd} = 1.5 \text{ MPa}$

Le altezze delle sezioni di spiccato e della zattera non cambiano al variare dell'altezza del muro.

Considerando un tratto di muro di lunghezza unitaria si ha una sezione rettangolare di lati a e b soggetta ad una forza normale N_{Ed} con una eccentricità e e nella direzione del lato a .

la verifica di resistenza allo SLU si pone con:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = f_{cd} b x \quad \text{con } x = a - 2e.$$

La verifica di resistenza sezione rettangolare soggetta ad un sforzo di taglio V_{Ed} si pone con:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{cvd} b x / 1,5$$

con

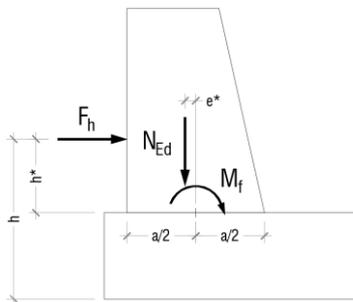
$$f_{cvd} = \sigma (f_{ctld}^2 + \sigma_c f_{ctld})$$

dove

$$\sigma_c = N_{Ed} / (b x)$$

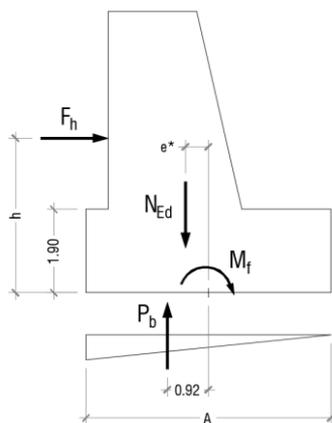
$f_{ctld} = 0,85 f_{ctd}$ è la resistenza a trazione di progetto per calcestruzzo non armato o debolmente armato.

VERIFICA SEZIONE DI SPICCATO



SEZZ.	a m	F _h kN/m	h* m	N _{Ed} kN/m	e* m	M _f kN m/m	e m	x m	N _{Rd} kN/m	σ _c MPa	f _{cvd} MPa	V _{Rd} kN/m
E-E	3	74	1.62	281	0.23	55.3	0.20	2.6	36842 >> N _{Ed}	0.11	1.33	2305 >> V _{Ed} = F _h
D-D	3	67	1.12	225	0.23	23.3	0.10	2.8	36676 >> N _{Ed}	0.08	1.31	2445 >> V _{Ed} = F _h
C-C	3	67	0.63	169	0.23	3.34	0.02	2.96	41943 >> N _{Ed}	0.06	1.30	2565 >> V _{Ed} = F _h
B-B	3	55.4	0.08	106	0.23	-20	0.19	2.62	37125 >> N _{Ed}	0.04	1.29	2253 >> V _{Ed} = F _h

VERIFICA SEZIONE ZATTERA – incastro tra paramento e sperone interno



SEZZ.	A m	F _h kN/m	h m	N _{Ed} kN/m	e* m	P _b kN/m	M _f kN m/m	e < A/6 m	V _{Ed} kN/m	σ _c MPa	f _{cvd} MPa	V _{Rd} kN/m
E-E	5.5	74	3.52	732	0.51	62	-56	-0.07	171	0	1.275	1615 >> V _{Ed}
D-D	5.5	67	3.03	656	0.46	58.6	-45	-0.07	143	0	1.275	1615 >> V _{Ed}
C-C	5.5	67	2.53	581	0.39	68	5.6	≈ 0	116	0	1.275	1615 >> V _{Ed}
B-B	5.5	55.4	1.98	496	0.28	70	35.4	0.07	90	0	1.275	1615 >> V _{Ed}

13. CORDOLO TRAVEL-LIFT

Per il dimensionamento del cordolo, trattandosi di una struttura massiva, si fa riferimento ad uno schema statico del tipo tirante-puntone come rappresentato di seguito, ed allo **Schema di Carico 2**, costituito da un singolo asse da 2 m che scarica 200 kN per ruota su impronte rettangolari di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. in via cautelativa si considera la diffusione di tale carico entro un metro di lunghezza di cordolo.

Per cui si ha:

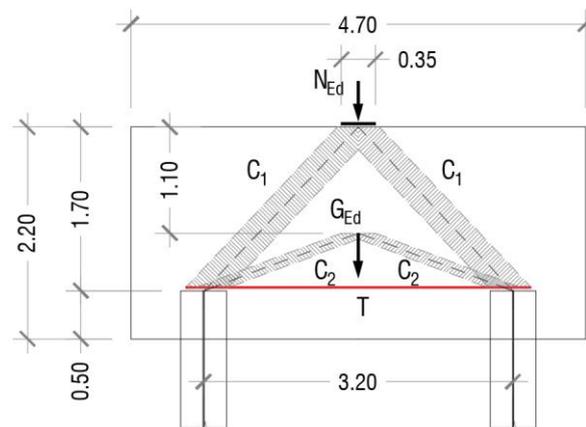
$$N_{Ed} = 270 \text{ kN}$$

$$G_{Ed} = 350 \text{ kN/m}$$

$$C_1 = 185 \text{ kN (sp. 34 cm)}$$

$$C_2 = 497 \text{ kN (sp. 12 cm)}$$

$$T = T_1 + T_2 = 127 + 465 = 592 \text{ kN}$$



$$\sigma_c(C_1) = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(C_2) = 4.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c(\text{tot}) = 4.72 \text{ MPa} < f_{cd}$$

per il tirante si dispongono barre di armatura $\phi 24/20$ ($5 \times 452 \text{ mm}^2/\text{m}$), pertanto:

$$\sigma_s = 592000/2260 = 262 \text{ MPa} < f_{yd}$$

14. PLINTO BASAMENTO GRU

Per il dimensionamento del plinto si fa riferimento ad uno schema statico di trave appoggiata come rappresentato di seguito.

Il carico della gru è come da scheda seguente:

```

PESO GRU
=====
CARICHI
Carichi verticali = 43 t
Momento ribaltante = 60 tm
SITUAZIONE LIMITE (braccio verso la darsena)
Eccentricita' del carico della gru
E = Mr/Cr = 60/43 = 1,40 m
    
```

Si ipotizza che il basamento della gru abbia un'impronta sul plinto pari a 50 cm x 50 cm e che si diffonda sul piano medio del plinto su una larghezza di 1m, l'eccentricità massimizza il taglio all'appoggio sul palancolato ma non il momento.

Per cui sulla sezione larga 1m si ha:

$$N_{Ed} = 645 \text{ kN}$$

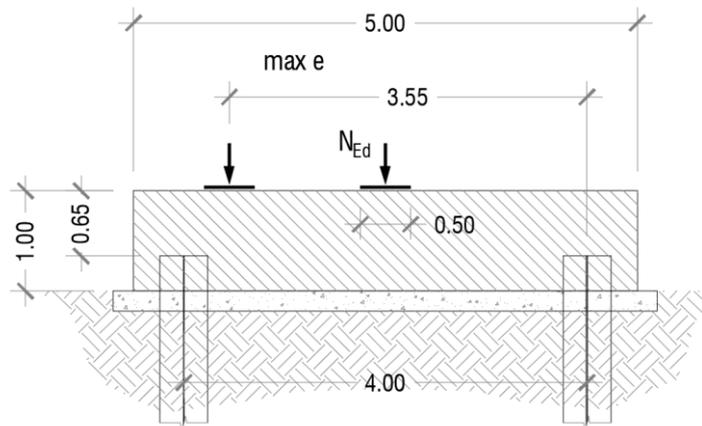
$$G_{Ed} = 1 \times 1 \times 25 \times 1.35 = 33.75 \text{ kN/m}$$

Sezione di mezzeria (larga 1mt)

$$M_{max} = 627 \text{ kN m}$$

Sezione di appoggio (larga 5 mt)

$$V_{max} = 887 \text{ kN}$$



Momento resistente sezione di mezzeria

N° strati barre 3 Zoom		
N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	7
2	22.62	60
3	22.62	93.8

$M_{xRd} = 1284 \text{ kN m}$
 $\sigma_c = -19.83 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$
 $\epsilon_s = 31.76 \text{ ‰}$
 $d = 93.8 \text{ cm}$
 $x = 9.31 \text{ x/d} = 0.09925$
 $\delta = 0.7$

$$M_{Rd} > M_{Ed} = 627 \text{ kN m}$$

Taglio resistente sezione d'appoggio

§ 4.1.2.3.5.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Coefficiente k	k	1,54	[-]
		1,54	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,00330211	[-]
		0,00330211	[-]
Presenza di compressione nella sezione	N_{Ed}	0	[kN]
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	0,00	[MPa]
		0,00	[MPa]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	1431,35	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	1355,78	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo lesa	V_{Rd}	1431,35	[kN]

$V_{Rd} > V_{ed} = 887 \text{ kN}$

VERIFICHE (sle)

Verifica delle tensioni di esercizio

Tensioni (SLE) - Combinazione Caratteristica

σ_c -4,016 N/mm² $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$
 σ_s 166.5 N/mm² $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$

Verifica a fessurazione

Tensioni (SLE) - Combinazione Frequente

σ_c -3,037 N/mm²
 σ_s 125.9 N/mm²

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. della circolare esplicativa relativa alle NTC 2018.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4 \text{ mm}$	$w_2 = 0,3 \text{ mm}$	$w_1 = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-