



COMUNE DI LOIRI PORTO SAN PAOLO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA/ PROGETTO DEFINITIVO PER IL NUOVO ASSETTO DI PORTISTICO DEL LUNGOMARE DI PORTO SAN PAOLO

ELABORATO:

G

TITOLO:

RELAZIONE SULLE STRUTTURE

RIF. ELABORATO: 21-018

REVISIONI	DATA	OGGETTO
	00	26-09-2022
	01	
	02	
	03	

RED.: FP VER.: AR APPR.: FR

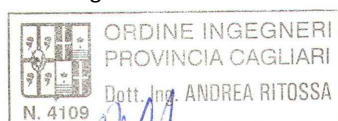
PROGETTISTI:

ING. ANDREA RITOSSA S.R.L.



ISO 14001:2015 ISO 9001:2015 ISO 45001:2018

Ing. Andrea RITOSSA



COMMITTENTE:

COMUNE DI LOIRI PORTO SAN PAOLO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

ING. SIMONA LEPORI



Il presente, o parte di esso, non può essere riprodotto in alcuna forma, in alcun modo e per nessuno scopo, senza autorizzazione.
Ogni infrazione sarà perseguita a termini di legge.

INDICE

INDICE	1
1 Premessa.....	1
2 Normative di riferimento	1
3 Il pontile	2
3.1 Materiali	4
3.2 Schema statico di calcolo	6
3.3 Analisi dei carichi	7
3.4 Combinazione di carico.....	7
3.4.1 Carichi permanenti strutturali (G1).....	8
3.4.2 Carichi permanenti non strutturali (G2).....	9
3.4.3 Carichi variabili (Q).....	9
3.5 Verifiche	12
3.5.1 Assoni piano di calpestio	12
3.5.2 Travi longitudinali	14
3.5.3 Travi maestre	16
3.5.4 Pali	19
3.5.5 Verifica perni inghisati in roccia	20
3.5.6 Conclusioni	21
4 Prolungamento molo esistente.....	22
4.1 Materiali da costruzione	23
4.2 Copriferro minimo.....	24
4.3 Modellazione della struttura	26
4.4 Principi per la valutazione della sicurezza, prestazioni attese e azioni	26
4.5 Combinazioni delle azioni	26
4.6 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)	29
4.6.1 Analisi dei carichi	30
4.6.2 Verifiche strutturali delle sezioni in calcestruzzo armato della soletta di banchina in C.A.....	30
4.6.3 Analisi dei carichi	31
4.6.4 Verifiche agli stati limite (SLU)	34

4.6.5	Verifica allo SLE	39
4.6.6	Verifica dei setti trasversali	44
4.6.7	Verifiche allo stato limite (SLU)	45
4.6.8	Verifica allo SLE	48
4.6.9	Verifica dei ferri di ripresa.....	53
4.6.10	Verifica al ribaltamento.....	54
4.6.11	Verifica allo scorrimento.....	57
4.6.12	Verifica allo schiacciamento	58
4.6.13	Verifica al galleggiamento	59
5	Dimensionamento degli ormeggi	60
5.1	Analisi delle azioni agenti	60
5.2	Forze derivanti dall'azione del vento	60
5.2.1	Forze derivanti dall'azione delle correnti	62
5.2.2	Forze derivanti dall'azione del moto ondoso.....	63
5.2.3	Calcolo del tiro risultante.....	63
5.3	Dimensionamento e verifica dei corpi morti.....	65
5.3.1	Verifica a scorrimento sul piano di posa.....	66
5.3.2	Verifica a ribaltamento (rispetto al punto A):.....	67
5.4	Verifica ancoraggi del pontile galleggiante	68
5.5	Dimensionamento e verifica degli ancoraggi	71
5.5.1	Verifiche di resistenza	72

1 Premessa

All'interno dell'intervento oggetto della progettazione sono presenti due elementi strutturali principali: il prolungamento del molo in muratura esistente e la realizzazione del nuovo pontile in legno su pali.

Sia il nuovo prolungamento che la realizzazione del nuovo pontile dovranno essere sottoposti a tutte le verifiche di sicurezza e stabilità previste dal D.M. 17/01/2018 per le opere strutturali in generale e per le opere di sostegno in particolare.

Le verifiche saranno articolate secondo il seguente schema:

- STR - Verifiche strutturali delle sezioni in calcestruzzo armato e in legno;
- EQU - Verifiche di equilibrio delle opere per effetto dalla componente di spinta generata dai sovraccarichi accidentali, dal tiro sulle bitte dovuto all'ormeggio delle imbarcazioni;
- GEO – Raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura;
- UPL – Perdita di equilibrio della struttura dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento);

L'intero intervento è costituito da strutture facilmente amovibili e di modesto impatto ambientale.

2 Normative di riferimento

I calcoli sono stati eseguiti secondo il metodo degli Stati Limite nel rispetto delle normative attualmente vigenti in Italia:

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018 – Aggiornamento delle <<Norme tecniche per le costruzioni>>;
- Circolare 21 gennaio 2019, n.617 – “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- Decreto Ministeriale del 14/01/2008 – “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni” (NTC 2008);
- UNI EN 1992-1-1:2015 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Eurocodice 2

3 Il pontile

Il pontile in progetto avrà una lunghezza complessiva di 76,00 metri per 2,50 metri di larghezza, verrà realizzato in azobè o con legni esotici simili ad elevata durabilità. I pilastri avranno sezione quadrata di dimensione cm 20x20 e saranno collegati tra loro mediante due travi maestre di sezione 10x20 cm. Sulle travi maestre pogerà l'impalcato costituito da longheroni di dimensioni 10x20 cm e pavimentazione costituita da assi in yellow balau aventi uno spessore di cm 2,5.

Il pontile al fine di assorbire le sollecitazioni dovute alle onde e agli eventuali urti delle imbarcazioni durante l'accosto, verrà opportunamente controventato in senso longitudinale e trasversale.

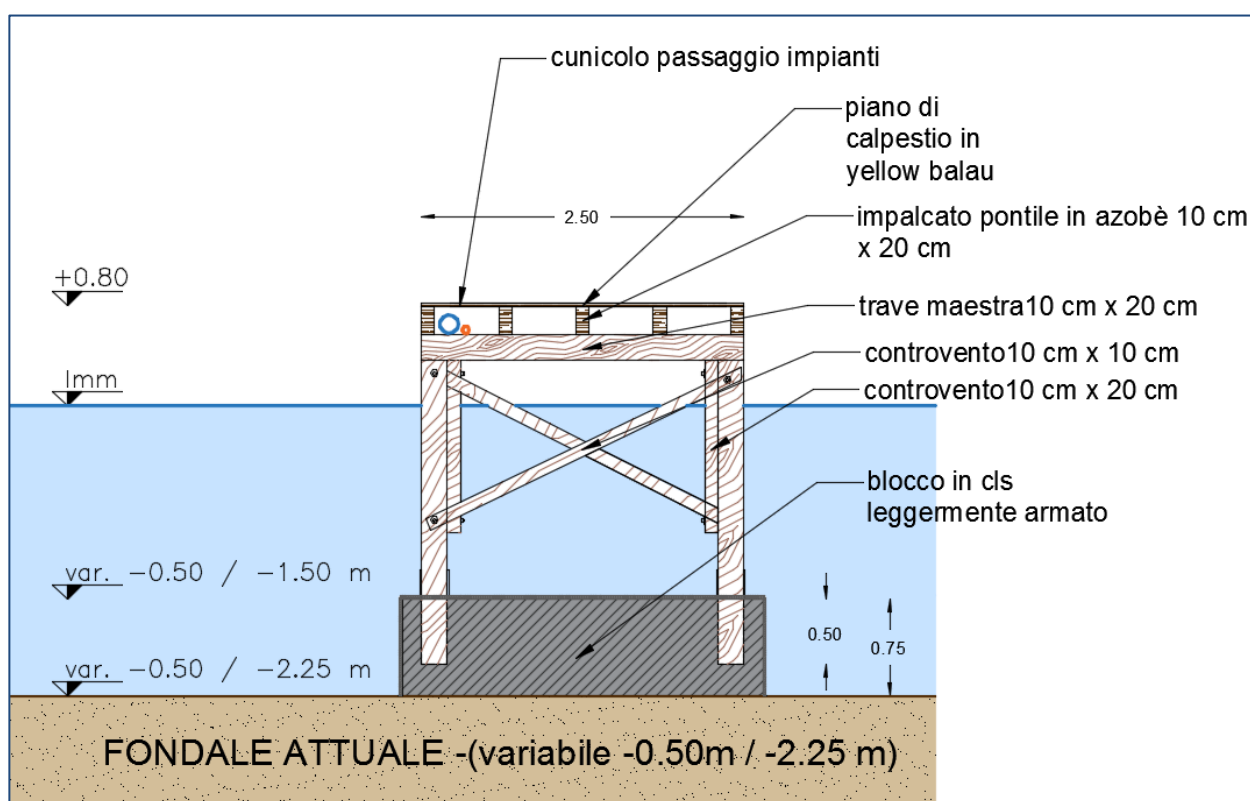


Figura 1 Schema strutturale tipo pontile - Sezione trasversale basamento con plinto

Le fondazioni del pontile cambieranno a seconda del tipo di terreno che si trova in corrispondenza dei pali, di tipo superficiale realizzate con basamento in calcestruzzo debolmente armato se l'appoggio è su sabbia o pietrame, oppure realizzato mediante bicchieri in acciaio inox direttamente su roccia.

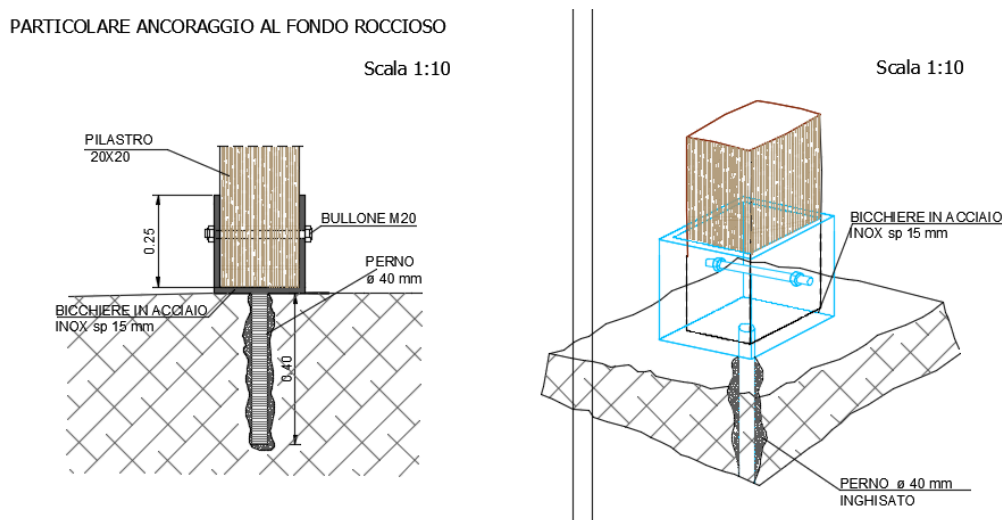


Figura 2 Particolare ancoraggio del pontile su fondo roccioso

L'accesso al pontile sarà consentito mediante una passerella in legno lunga 12,00 metri e larga 5,00 metri, la cui struttura è la stessa che verrà impiegata per la realizzazione del pontile.

Lo sviluppo di 76,00 metri del pontile consentirà di raggiungere una batimetria di circa -2,25 metri compatibile con l'attracco di imbarcazioni da diporto sino ai 12 metri di lunghezza.

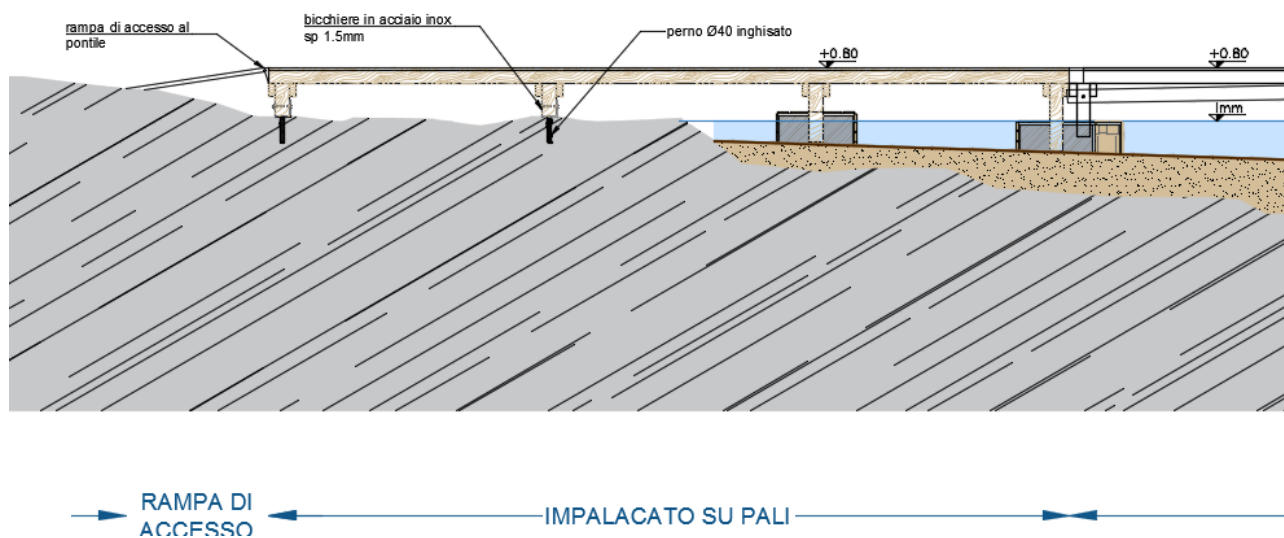


Figura 3 Sezione longitudinale del pontile in progetto

3.1 Materiali

I materiali utilizzati per la realizzazione delle opere in progetto sono i seguenti:

Azobè legno esotico pregiato

$\gamma = 10.50 \text{ (kN/m}^3\text{)}$	peso specifico
$f_{mk} = 70 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica a flessione
$f_{t,0,k} = 42 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura
$f_{t,90,k} = 0.6 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibratura
$f_{c,0,k} = 34 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura
$f_{c,90,k} = 13.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibratura
$f_{vk} = 6.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza al taglio
$E_{0,m} = 20000 \text{ MPa}$	Modulo elastico medio parallelo alle fibre
$E_{90,m} = 133000 \text{ MPa}$	Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre

Calcestruzzo C35/45

$E = 34077 \text{ MPa}$	modulo elastico secante
$\gamma = 24 \text{ (kN/m}^3\text{)}$	peso specifico
$R_{ck} = 45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica cubica di compressione del calcestruzzo
$f_{ck} = 35 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica cilindrica di compressione del calcestruzzo
$f_{ctk} = 2.2 \text{ (N/mm)}$	resistenza caratteristica di trazione del calcestruzzo
$f_{ctm} = 4.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza media di trazione del calcestruzzo

Valori di progetto

$f_{cd} = 19.83 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza a compressione di progetto
$f_{ctd} = 1.50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza a trazione di progetto

Le condizioni ambientali ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III del D.M. 17/01/18 (tab-37), con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In questo studio si ricade nel caso di corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare, pertanto nella sottoclasse XS2.

<i>Classe esposizione</i>	<i>Descrizione ambiente</i>	<i>Esempio</i>	<i>a/c</i>	<i>Minima classe CLS</i>
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45
XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45

Per tale classe si richiede che il conglomerato possieda:

- minima classe di resistenza calcestruzzo C35/45
- diametro massimo dell'inerte: 20 mm
- rapporto acqua/cemento massimo: 0,45
- copriferro (in accordo con le NTC) 40 mm.

Ferri d'armatura B450C

$E = 210000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	modulo elastico secante
$\nu = 0.300$	coefficiente di Poisson
$G = 76923 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	modulo di elasticità trasversale
$\gamma = 7.85e-005 \text{ (N/mm}^3\text{)}$	peso specifico
$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$	coeff. di dilatazione termica

Parametri di verifica

$f_{yk} = 450 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_u = 540 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	tensione di snervamento di progetto
$\epsilon_{ud} = 0.0675$	deformazione ultima

Valori di progetto

$f_{cd} = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza a compressione di progetto
$f_{ctd} = 391.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza a trazione di progetto calcolo

Bulloni M20

Acciaio:	Bulloni classe 5.6
$f_{tb} = 500 \text{ N/mm}^2$	Carico unitario di rottura
$f_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$	Carico unitario di snervamento

3.2 Schema statico di calcolo

Il pontile in progetto largo 2,50 m, sarà costituito da 19 campate della lunghezza massima di 4,00 m ciascuna, raggiungendo pertanto la lunghezza complessiva di 76,00 metri.

Ai fini dei calcoli statici e dell'analisi delle sollecitazioni, sono stati presi in considerazione gli ultimi due moduli del pontile posti in testata, installati su una batimetria pari a -2.00 metri, in quanto i maggiormente sollecitati.

Nello specifico si è fatto riferimento alla sezione trasversale del pontile, la quale è stata schematizzata come un portale incastrato alla base a quota - 1,10 m ed in prossimità dell'impalcato, posto a + 0.80 m dal l.m.m. Nella schematizzazione di calcolo gli elementi di controvento vengono trascurati, ponendoci pertanto a vantaggio della sicurezza in quanto non si tiene conto delle interazioni esistenti fra tutti gli elementi strutturali formanti il pontile.

Gli elementi strutturali principali del pontile sono:

- Tavolato costituito da assoni in yellow balau aventi una larghezza di 10 cm ed uno spessore di 2,5 cm;
- Travi longitudinali in azobè sezione 10x20 cm poste ad interasse 0.57 m l'una dall'altra semplicemente appoggiate alle travi maestre;
- Traversi (trave maestra) in azobè, incastrate alle coppie di pali, di luce pari a 2,40 m e sezione di 10x20 cm.
- Pali in azobè sezione 20x20 cm posti ad un interasse di 2,00 m in direzione trasversale e ad un interasse di 4.00 m in direzione longitudinale. I pali verranno infissi per circa 30 cm nei plinti di fondazione e saranno direzionati mediante appositi bicchieri di alloggiamento in acciaio inox .
- Fondazioni di tipo superficiale, realizzate mediante plinti in calcestruzzo armato.
- Fondazioni mediante bicchiere in acciaio inox dove il fondale risulta roccioso

Pertanto, ai fini dei calcoli statici e dell'analisi delle sollecitazioni agenti, verificheremo prima l'impalcato, costituito dal tavolo e dalle travi longitudinali e utilizzeremo poi le sollecitazioni derivanti dai primi due elementi strutturali e non, per studiare la struttura traverso-pali in modo da fornire alcune considerazioni riguardo le sollecitazioni a cui essa deve resistere.

Il pontile sarà collegato a terra tramite una pedana in legno larga 5,00 metri e lunga 12,00 metri.

3.3 Analisi dei carichi

I carichi che graveranno su ogni singolo modulo del pontile, di lunghezza massima di 4 m, si possono così riassumere:

- pesi propri dei materiali strutturali (G1);
- carichi permanenti non strutturali (G2);
- carichi variabili (Qk1): comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera
- carichi variabili (Qk2): i carichi variabili dovuti ai carichi orizzontali

3.4 Combinazione di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti in tab-28 per edifici civili e industriali correnti:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati in tab:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Ora si passa all'analisi delle sollecitazioni sui diversi elementi che compongono la struttura.

I carichi permanenti sono stati calcolati per un metro di lunghezza.

3.4.1 Carichi permanenti strutturali (G_1)

Pesi strutturali	γ (kN/m ³)	h (m)	b (m)	A (m ²)	G_1 (kN/m ²)
G_1					

Travi longitudinali	10.30	0.20	0.10	0.02	0.21
Travi trasversali	10.30	0.20	0.10	0.02	0.21

3.4.2 Carichi permanenti non strutturali (G2)

Pesi non strutturali G2	γ (kN/m ³)	h (m)	b (m)	A (m ²)	G2 (kN/m ²)
Assoni in legno	8.34	0.025	0.1	0.0025	0.21

3.4.3 Carichi variabili (Q)

Per quanto riguarda i carichi variabili:

- carico variabile d'esercizio corrispondente alla categoria C (q_k);
- il carico dovuto all'azione del moto ondoso (Q_{k_o});
- il carico dovuto all'azione del vento (Q_{k_v})

3.4.3.1 Carico variabile d'esercizio

Per valutare il carico d'esercizio si fa riferimento alla tab. 3.1.II del D.M. 14/01/08 dalla quale estrapoliamo le seguenti informazioni:

Cat.	Ambienti	q_k (kN/m ²)	Q_k (kN)	H_k (kN/m)
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00

3.4.3.2 Carico variabile dovuto al moto ondoso

Per la determinazione delle sollecitazioni indotte dal moto ondoso si è fatto riferimento allo studio meteo marino allegato, dalle cui simulazioni si evince chiaramente che la direzione dell'onda più gravosa incidente nell'ambito di interesse ha una direzione di circa 45° . La sovrapposizione tra il molo fisso e l'antemurale come previsto in progetto, nonché l'estensione di quest'ultimo, risultano sufficienti a costituire un'efficace protezione dal moto ondoso proveniente da 45° .

L'onda residua nel bacino portuale è stata verificata pertanto per un'onda proveniente da Nord avente $H_s=8.4$ $T_p=12s$ Direzione= 0° (maestrale/tramontana evento estremo con periodo di ritorno pari a 100 anni) che raggiunge il sito di interesse passando attraverso l'Isola Piana e l'Isola Cavalli.

Il modello ha mostrato che l'onda residua in corrispondenza delle nuove opere ha un'altezza inferiore a 50 cm e pertanto compresa all'interno delle condizioni limite suggerite dall' AIPCN-PIANC (Associazione Internazionale di Navigazione Raccomandazioni tecniche per la progettazione dei porti turistici, Febbraio 2002). Per un maggiore confort e sicurezza delle imbarcazioni si suggerisce comunque di non utilizzare la parte più esposta del bacino durante i mesi invernali.

L'azione agente data dal moto ondoso, ai fini dei calcoli, può essere immaginata come la sommatoria di due forze, una dovuta alla componente dinamica, l'altra alla componente statica dell'onda:

- componente idrodinamica (S_d): è ipotizzata costante e localizzata nella parte incidente il pontile. L'onda incidente il pontile, al momento del frangimento, risulta avere il 70% della sua altezza sopra il l.m.m. e il restante 30% sotto lo stesso livello.

- componente idrostatica (S_i): la spinta statica è proporzionale all'altezza a cui si calcola la pressione, è data da un diagramma delle pressioni unitarie che hanno inizio dalla quota $0,7 \times H_b$ (H_b altezza massima dell'onda al frangimento che si può verificare).

Il vento che determina le peggiori condizioni nel sito in esame è il grecale (N-E), significa che il vento sarà incidente a 45° sul pontile.

Al fine di considerare la situazione più critica in cui si può trovare il pontile, dal punto di vista della stabilità, l'azione del moto ondoso verrà considerata incidente ortogonalmente al pontile.

Detto quanto sopra, si riportano i calcoli effettuati tramite foglio di lavoro Excel, per la determinazione dell'azione del moto ondoso.

Altezza d'onda massima al frangimento verificabile	0,70	m
Pressione idrodinamica massima	358,75	kg/m ²

Quota massima al di sopra del l.m.m. su cui agisce la spinta idrodinamica (70%)	0,49	m
Lunghezza impalcato	4,00	m
Altezza impalcato	0,45	m
Riduzione superficie dell'onda per effetto del frangimento (surging)	0,78	
Spinta idrodinamica agente sull'impalcato di lato	645,75	Kg
Spinta Idrostatica agente sull'impalcato di lato	415,12	Kg
Lunghezza palo soggetto a spinta idrodinamica	0,40	m
Lunghezza palo soggetto a spinta idrostatica	1,94	m
Spinta idrodinamica agente sul palo	57,40	Kg
Spinta idrostatica agente sul palo	1928,85	Kg

Le spinte sono state calcolate, a favore di sicurezza, tenendo conto che un'onda di dimensioni pari a quelle imputate per il calcolo interessi l'intero impalcato del modulo considerato (lunghezza pari a 4 m).

Note le forze agenti, si riportano di seguito i valori delle forze corrette utilizzando il coefficiente correttivo previsti dalle NTC2018, per le quali si moltiplicano per 0,9 per i carichi permanenti favorevoli e per 1,5 per i carichi variabili sfavorevoli:

Valori corretti secondo le NTC2018		
Peso impalcato ultimo elemento	706,44	kg
Spinta idrodinamica agente di lato sull'impalcato	968,62	Kg
Spinta idrostatica agente di lato sull'impalcato	622,69	kg
Spinta idrostatica agente sul palo	2893,27	Kg
Spinta idrodinamica agente sul palo	86,10	Kg

3.4.3.3 Carico variabile dovuto all'azione del vento

L'azione del vento considerata è quella agente sulle imbarcazioni che ormeggeranno al pontile in quanto le stesse schermano il pontile stesso. Le imbarcazioni che potranno ormeggiare (lunghezza massima 12 m) di poppa, provocheranno un tiro sullo stesso.

Per la determinazione di tale sollecitazione si è considerato il clima anemologico disponibile più vicino alla zona d'interesse ricavando quindi dei dati per via indiretta. Detti dati sono riportati nello studio meteomarinario.

La formula utilizzata per calcolare l'azione di carico dovuta all'azione del vento agente sul tender è:

$$q = 0.0006 \cdot CD \cdot v^2$$

dove:

T = Tiro massimo (Kg)

A = Area dell'imbarcazione su cui incide il vento (m²)

v = Velocità del vento ortogonale alla superficie laterale dell'imbarcazione (m/s)

CD = Coeff. di esposizione pari a 1.5 (coastal site)

L'azione del vento agirà a 45° rispetto all'opera in progetto, incidendo pertanto sulle imbarcazioni nel prospetto laterale. Poiché le imbarcazioni che vi potranno ormeggiare avranno una l.f.t. massima di 12 metri, l'area laterale delle imbarcazioni considerate è pari a 30 metri quadrati.

Al fine di considerare la condizione più sfavorevole, considereremo l'azione del vento più sfavorevole agente ortogonalmente sul pontile. La velocità massima del vento stimata è pari a 30 m/s (pari a 60 nodi). Tale valore di velocità rappresenta la massima velocità registrata dalla stazione di Guardiavecchia de La Maddalena nei mesi estivi.

Adottati tali valori di ingresso, si calcola il tiro massimo dell'imbarcazione che sarà ormeggiata nel pontile utilizzando la formula vista in precedenza:

$$T = q * C_d * C_s * SF$$

dove:

Cd = Coeff. di drag pari a 0.45

Cs = Coeff. di schermo pari a 1.00

SF = Coefficiente di sicurezza pari a 1.5

$$T = 0,0006 * 0.45 * (30 * 1.5)^2 \text{ m/s} * 1.00 * 1.5 = 7.38 \text{ KN} = 752 \text{ Kg}$$

3.5 Verifiche

Combinando opportunamente l'azione dovuta al moto ondoso con l'azione del vento e i carichi gravanti sul portale, è risultato che il carico più gravoso è dovuto alla combinazione dei carichi verticali agenti sul traverso con l'azione del moto ondoso in direzione trasversale e il carico variabile derivante dall'azione del vento considerato ridotto.

Definiti i carichi agenti sulla struttura si procede con le verifiche di sicurezza degli elementi costituenti la struttura in progetto.

3.5.1 Assoni piano di calpestio

Il piano di calpestio è realizzato in doghe 0.1 x 0.025 m in yellow balau. Le doghe insieme ai longheroni contribuiranno alla ripartizione dei carichi sulle travi maestre.

Le doghe saranno caricate uniformemente dai seguenti carichi:

- Carico permanente dato dal peso proprio degli assoni

$$G_k = 8.33 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.025 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}) / (1 \text{ m} \times 1 \text{ m}) [\text{m}^3/\text{m}^2] = 0.21 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.208 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 0.21 \text{ kN/m}$$

- Carico accidentale di esercizio

$$q_k = 4 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 4.00 \text{ kN/m}$$

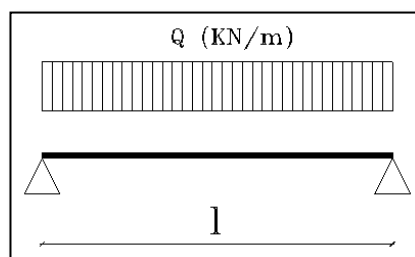
La combinazione di carico fondamentale allo S.L.U.:

$$1.3 \times G_k + 1.5 \times q_k$$

Pertanto:

$$Q = 1.3 \times 0.21 + 1.5 \times 4.00 = 6.27 \text{ kN/m}$$

Lo schema di calcolo per l'analisi delle sollecitazioni è quello di una trave incastrata, avente una luce di 0.60 m, pari all'interasse tra le travi longitudinali:



pertanto le sollecitazioni massime sono pari a:

$$M = q \times l^2 / 12 = 0.19 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$T = q \times l / 2 = 1.88 \text{ kN}$$

Note le massime sollecitazioni agenti è possibile effettuare le verifiche di resistenza della sezione.

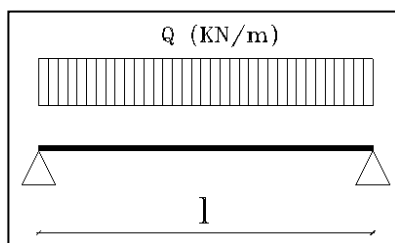
$$W \text{ (modulo di resistenza della sezione)} = b \times h^2 / 6 = (10 \text{ cm} \times 2.5^2 \text{ cm}) / 6 = 10.42 \text{ cm}^3 = 10417 \text{ mm}^3$$

Verifica s.l.u per flessione		
$s_{m,y,d} = M_y/W_y$	18.06 N/mm ²	
$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot (f_{m,k}/\gamma_m)$	50.44 N/mm ²	
$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} < 1$	0,36 N/mm ²	<u>verificato</u>
Verifica s.l.u per taglio		
$\tau_{v,z} = 1,5 \cdot T_z / (b \cdot x \cdot h)$	1.13 N/mm ²	
$f_{v,d} = k_{mod} \cdot (f_{v,k}/\gamma_m)$	4.32 N/mm ²	
$\tau_{v,d} / f_{v,d} < 1$	0,26 N/mm ²	<u>verificato</u>

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte.

3.5.2 Travi longitudinali

Le travi longitudinali di dimensioni 10 x 20 cm vengono schematizzate come travi semplicemente appoggiate sulle travi maestre, aventi una luce di 4 m ed un interasse di 0,60 m.



Le travi in oggetto saranno caricate uniformemente dai seguenti carichi:

- Permanente assoni

$$G_{kass} = 8.33 \text{ kN/m}^3 \cdot (0.025 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}) / (1 \text{ m} \times 1 \text{ m}) [\text{m}^3/\text{m}^2] = 0.21 \text{ kn/m}^2$$

- Carico accidentale

$$q_k = 4 \text{ kN/m}^2$$

- Peso trave longitudinale

$$G_{ktravi \text{ long}} = 10.30 \text{ kN/m}^3 * (0.1 \times 0.2 \times 1 \text{ m}) / (1 \text{ m} \times 1 \text{ m}) [\text{m}^3/\text{m}^2] = 0.206 \text{ kN/m}^2$$

Noti i carichi a metro quadro bisogna ricavare il carico lineare [kN/m] incidente sulla trave longitudinale.

$$A \text{ (area di influenza trave)} = i * l = 0.60 \text{ m} * 2.50 \text{ m} = 1.50 \text{ m}^2$$

Trovo così il carico totale dell' area d' incidenza:

$$G_{kass} = 0.21 \text{ kN/m}^2 * i = 0.21 * 0.60 = 0.12 \text{ kN/m}$$

$$G_{ktravi \text{ long}} = 0.206 \text{ kN/m}^2 * i = 0.21 * 0.60 = 0.12 \text{ kN/m}$$

$$Q_k = 4 \text{ kN/m}^2 * i = 4 * 0.6 = 2.4 \text{ kN/m}$$

Combinazione di carico fondamentale:

$$1.3 \times G_{kass} + 1.3 \times G_{ktravi \text{ long}} + 1.5 \times q_k$$

$$Q_d = 1.3 \times 0.12 + 1.3 \times 0.12 + 1.5 \times 2.4 = 3.92 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni assumono i seguenti valori:

$$M = q \times l^2/8 = 7.85 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$T = q \times l/2 = 7.85 \text{ kN}$$

Note le massime sollecitazioni agenti, si effettuano le verifiche delle sezioni.

$$W \text{ (modulo di resistenza della sezione)} = b \times h^2/6 = 0.10 \times 0.20^2 / 6 = 667 \text{ cm}^3$$

Verifica s.l.u per flessione

$$m_{y,d} = M_y/W_y \quad 11.77 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} * (f_{m,k}/\gamma_m) \quad 37.33 \text{ N/mm}^2$$

$$m_{y,d} / f_{m,y,d} < 1 \quad 0.32 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verificato}$$

Verifica s.l.u per taglio

$$\tau_z = 1.5 \times T_z / (b \times h) \quad 0.59 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} * (f_{v,k}/\gamma_m) \quad 3.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{z,d} / f_{v,d} < 1 \quad 0.18 \text{ N/mm}^2 \quad \text{verificato}$$

Verifica s.l.e a deformabilità

Comb. Rara (solo Gk)	0,46 N/mm
Comb.quasi perm. (solo Qk)	2,40 N/mm

$$f_{ist} = (5 \times Q_k \times l^4) / (384 \times E_{0,m} \times I_y)$$

$$f_{ist\ tot} = f_{ist\ Gk} + f_{ist\ Qk} = 7.14\ mm < L / 300 = 13,33\ mm \text{ verificato}$$

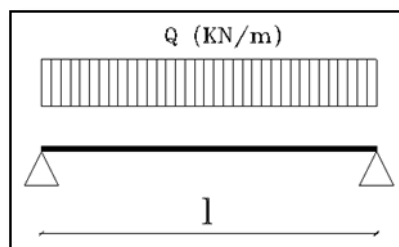
$$u_{dif} = f_{ist\ Gk} \times (1 + k_{def}) + f_{ist\ Qk} \times (1 + f_i \times k_{def}) = 13.03\ mm < L / 200 = 20\ mm \text{ verificato}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

3.5.3 Travi maestre

Le travi longitudinali insistono sulle travi maestre in legno di sezione 10 x 20 cm della stessa essenza di legno e classe di servizio delle travi.

Le travi maestre verranno considerate incernierate alle coppie di pali in quanto sono previsti i controventi trasversali e longitudinali; avranno una luce di 2,4 m ed un interasse di 4,00 m.



La trave maestra in esame sarà soggetta alle forze concentrate, agenti verticalmente, trasmesse dai longheroni soprastanti, pertanto coincidente con il taglio. Poiché sulla trave maestra poggiano cinque longheroni il carico verticale uniformemente distribuito dovuto all'azione tagliente dato da tali travi, è pari alla somma delle forze concentrate agenti diviso per la luce del traverso.

- Carico trasmesso dai longheroni e assoni

$$q = (T \times 5) / L = (7.85 \times 5) / 2.5 = 15.70\ kN/m$$

- Peso trave maestra

$$G_{ktr.maestra} = 10.30\ kN/m^3 \times (0.1 \times 0.2 \times 1\ m) / (1\ m \times 1\ m) [m^3/m^2] = 0.206\ kN/m^2$$

$$= 0.206 \text{ kN/m}^2 \cdot 4.0 \text{ m} = 0.82 \text{ kN/m}$$

Combinazione di carico fondamentale:

$$q + 1.3 \times G_{\text{tr. maestra}}$$

$$Q_d = 16.77 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni massime assumono i seguenti valori:

$$M_{\text{max}} = q \times l^2 / 8 = 26.96 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$T_{\text{max}} = q \times l / 2 = 11.09 \text{ kN}$$

Note le massime sollecitazioni agenti, si effettuano le verifiche delle sezioni.

$$W \text{ (modulo di resistenza della sezione)} = b \times h^2 / 6 = 0.10 \times 0.20^2 / 6 = 667 \text{ cm}^3$$

Si precisa che la trave in questione è inoltre soggetta a sollecitazione orizzontale, dovuta all'azione del moto ondoso e del vento, pertanto sarà soggetta a pressoflessione.

Azione agente sulla trave maestra dovuta all'azione orizzontale:

$$\text{Spinta moto ondoso} = 20.13 \text{ kN}$$

$$\text{Azione vento} = 7.38 \text{ kN}$$

Verifica s.l.u per pressoflessione

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} < 1$$

$$s_{c,0,d} = N/A \quad 1.37 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}}(f_{c,0,k}/\gamma_m) \quad 15.41 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{c,0,d}/f_{c,0,d} < 1 \quad 0.08 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{m,y,d} = M_y/W_y \quad 16.63 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}}(f_{m,k}/\gamma_m) \quad 31.73 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{m,y,d}/f_{m,y,d} < 1 \quad 0.52 \text{ N/mm}^2$$

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} < 1 \quad 0.53 < 1 \quad \text{verificato}$$

Verifica s.l.u per taglio

$$\tau_z = 1.5 T_z / (b x h) \quad 1.45 \text{ N/mm}^2$$

$f_{v,d} = k_{mod} \cdot (f_v, k/gm)$	2.72 N/mm ²	
$\tau_{aud}/f_{v,d} < 1$	0,52 N/mm ²	<u>verificato</u>
Verifica s.l.e a deformabilità		
Comb. Rara (solo Gk)	1.28 KN/m	
Comb. quasi perm. (solo Qk)	16.00 KN/m	

$$f_{ist} = (1 \times Q_k \times l^4) / (384 \times E_{0,m} \times I_y)$$

$$f_{ist\ tot} = f_{ist\ Gk} + f_{ist\ Qk} = 4.72\ mm < L/300 = 8\ mm \quad \underline{\text{verificato}}$$

$$u_{dif} = f_{ist\ Gk} \cdot (1 + k_{def}) + f_{ist\ Qk} \cdot (1 + f_i \cdot k_{def}) \quad 0.40\ mm < L/200 = 12\ mm \quad \underline{\text{verificato}}$$

Verifica dei collegamenti trasverso-palo

Il collegamento tra i traversi (travi maestre) e i pali, è garantito mediante unioni bullonate. I bulloni utilizzati sono di tipo M20, classe 5.6.

$$f_{tb} (5.6) = 100 \times 5\ N/mm^2 = 500\ N/mm^2$$

$$f_y (5.6) = 1\ 000\ N/mm^2 \times .6 = 600\ N/mm^2$$

Tali collegamenti risultano essere i più sollecitati per l'effetto dell'azione tagliente, pertanto deve essere verificato:

$$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$$

La massima azione tagliente è pari a :

$$N_{ed} = 19.28\ kN = 19280\ N$$

$$F_{v,ed} = N_{ed} / (n^\circ \text{bulloni} \cdot n^\circ \text{piani taglio})$$

$$= 19280 / (2 \cdot 2) = 4820\ N$$

La resistenza di progetto a taglio dei bulloni

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{m2}$$

$$= 0.6 \cdot 500\ N/mm^2 \cdot 245\ mm^2 / 1.25 = 58800\ N$$

Pertanto:

$$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$$

$$= 4820 \text{ N} < 58800 \text{ N} \quad \text{verificato}$$

3.5.4 Pali

I pali aventi sezione 20 x 20 cm e lunghezza pari a 2.24 m nella sezione in cui la batimetria è pari a - 2.00 m, sono posti ad un interasse di 2.30 m e saranno infissi per circa 0,40 m nel plinto di fondazione.

I pali ai fini del calcolo vengono schematizzati come travi incastrate in prossimità del plinto di fondazione e soggette alle sollecitazioni verticali provenienti dall'impalcato e dal carico orizzontale del moto ondoso e del vento incidente sulle facciate delle imbarcazioni.

- Carico trasmesso dall'impalcato e dai carichi variabili gravanti su di esso:

$$N_d = 19.28$$

- Carico variabile trasmesso dall'azione del moto ondoso e dall'azione del vento:

$$T = 20.13 + 7.38 = 27.51 \text{ kN}$$

distribuito lungo l'altezza del palo

$$= 27.51 / 2.28 \text{ m} = 23.36 \text{ kN/m} = Q$$

Le sollecitazioni massime calcolate, assumono i seguenti valori:

$$M = Q \cdot l^2 / 8 = 22.78 \text{ kN m}$$

$$T = Q \cdot l / 2 = 39.96 \text{ kN}$$

Verifica s.l.u per pressoflessione

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} < 1$$

$\sigma_{c,0,d} = N/A$	0,68 N/mm ²
$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot (f_{c,0,k}/\gamma_m)$	13.86 N/mm ²
$\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} < 1$	0,04 N/mm ²

$\sigma_{m,y,d} = M_y / W_y$	17.08 N/mm ²
$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot (f_{m,k}/\gamma_m)$	28.00 N/mm ²
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} < 1$	0,61 N/mm ²

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} < 1 \quad 0,61 < 1 \quad \text{verificato}$$

3.5.5 Verifica perni inghisati in roccia

Quando il fondale si presenta del tipo roccioso, si è optato per l'inghisaggio dei pali direttamente in roccia.

Il sistema di fissaggio avverrà mediante bicchieri in acciaio inox dello spessore di 1,5 mm, che andranno ad avvolgere la base del palo e verranno fissati alla roccia mediante perno inghisato del diametro 40 mm.

Tali perni saranno sollecitati a taglio e trazione pertanto si riportano di seguito le verifiche:

Come indicato al 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018, il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1$$

La massima azione tagliante è pari a :

$$V_{Ed} = 4.56 \text{ kN} = 4560 \text{ N}$$

La resistenza a taglio del tirafondo:

$$V_{c,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_v / \gamma_{m2}$$

dove

$$A_s = \frac{3}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4 \text{ area a Taglio del tirafondo [mm}^2\text{]}$$

$$= 0.75 \cdot 3.14 \cdot 40^2 / 4 = 942 \text{ mm}^2$$

$$f_{tb} (5.6) = 100 \times 5 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{c,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_v / \gamma_{m2}$$

$$= 0.6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 942 \text{ mm}^2 / 1.25 = 226080 \text{ N}$$

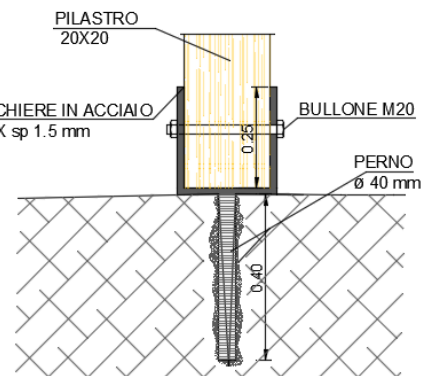
Pertanto:

$$V_{Ed} < V_{c,Rd} = 4560 \text{ N} < 226080 \text{ N} \quad \underline{\text{verificato}}$$

La massima azione normale è pari a :

$$F_{t,Ed} = N_{ed} = 19.28 \text{ kN} = 19280 \text{ N}$$

La resistenza di calcolo a trazione è pari:



$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_v / \gamma_{m2}$$

$$= 0.9 \cdot 500 \cdot 942 / 1.25 = 339120 \text{ N}$$

In presenza combinata di trazione e taglio, si adotta la formula di interazione lineare:

$$V_{Ed} / R_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot R_{t,Rd}) \leq 1$$

con la limitazione $F_{t,Ed} / R_{t,Rd} \leq 1$

$$\text{dove } R_{t,Rd} = \min (F_{t,Rd}, B_{p,Rd})$$

$$\text{dove } B_{p,Rd} = 0.6 \cdot 3.14 \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{m2}$$

d_m = diametro medio testo tirafondo

t_p = spessore piatto

f_{tk} = tensione a rottura dell'acciaio del piatto

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot 3.14 \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{m2} = 0.6 \cdot 3.14 \cdot 40 \cdot 1.5 \cdot 360 / 1.25 = 32555.52 \text{ N}$$

$$\rightarrow R_{t,Rd} = 32555.52 \text{ N}$$

Pertanto:

$$V_{Ed} / R_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot R_{t,Rd}) \leq 1$$

$$4820 \text{ N} / 58800 \text{ N} + 19280 \text{ N} / (1.4 \cdot 32555.52 \text{ N})$$

$$= 0.0819 + 0.4348 = \underline{0.52 \leq 1 \text{ verificato}}$$

3.5.6 Conclusioni

Il pontile in progetto risulta strutturalmente idoneo agli eventi estremi che potrebbero presentarsi e all'ormeggio di imbarcazioni aventi dimensione massima di 12 metri.

La passerella realizzata con le stesse sezioni degli elementi del pontile, risulta pertanto anche essa verificata sotto i carichi e le sollecitazioni che potrebbero presentarsi.

In conclusione si può valutare come minimo sia l'impatto ambientale generato dall'opera esaminata, in quanto non verranno creati impatti alla biocenosi marine o terrestri esistenti, verranno utilizzati materiali come il legno che ben si integrerà nel contesto.

4 Prolungamento molo esistente

Il prolungamento del molo avrà uno sviluppo di 35 metri e risulta suddiviso in 7 blocchi, sei della lunghezza in pianta di 5 metri e uno di 4.50 metri. Ogni blocco realizzato da muro a gravità in calcestruzzo e setti trasversali in calcestruzzo armato, con testate rivestite in pietrame, dello spesso di 1.00 metro e profondità pari alla larghezza della banchina, sui quali poggerà un solettone di 40 cm che nell'insieme formano le celle anti-risacca. Le celle presenteranno un'apertura di 4 metri di lunghezza per 1.35 di altezza al fine di smorzare l'onda residua.

Sul piano di posa a quota -0.35 sotto il l.m.m., verranno opportunamente disposti massi naturali del peso da 500 a 1000 kg in modo da smorzare l'effetto dell'onda incidente e consentire una parziale filtrazione del moto ondoso tale da garantire una costante vivificazione delle acque interne.

La sovrastruttura, costituita fondamentalmente da un solettone in cemento armato dello spessore di cm 40, prevede al di sopra la pavimentazione in calcestruzzo architettonico spessore 10 cm e il posizionamento di due bottazzi laterali in legno di rovere. Nello spessore del solettone verranno inseriti due pozzetti per poter consentire il passaggio delle principali linee di servizio, per il passaggio dei conduttori elettrici e idrici.

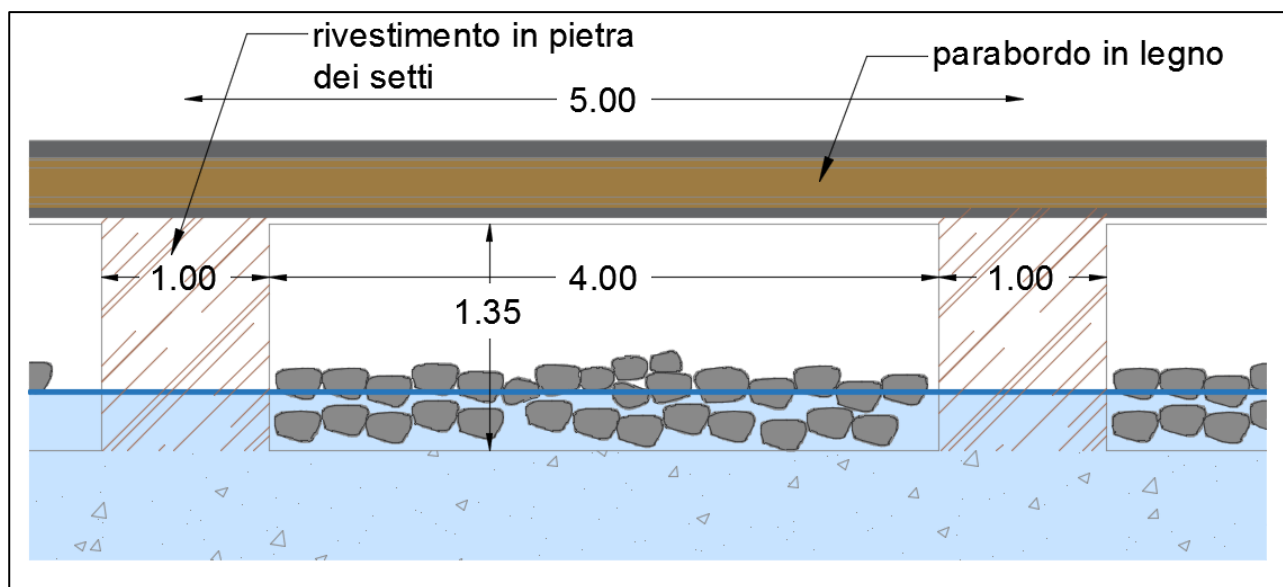


Figure 1 Prospetto prolungamento molo esistente

4.1 Materiali da costruzione

Calcestruzzo C35/45

$E = 34077 \text{ MPa}$	modulo elastico secante
$\gamma = 24 \text{ (kN/m}^3\text{)}$	peso specifico
$R_{ck} = 45 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica cubica di compressione del calcestruzzo
$f_{ck} = 35 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza caratteristica cilindrica di compressione del calcestruzzo
$f_{ctk} = 2.2 \text{ (N/mm)}$	resistenza caratteristica di trazione del calcestruzzo
$f_{ctm} = 4.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza media di trazione del calcestruzzo
$f_{cd} = 19.83 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza a compressione di progetto
$f_{ctd} = 1.50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	resistenza a trazione di progetto

Le condizioni ambientali ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III del D.M. 17/01/18 (tab-37), con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In questo caso la struttura ricade nel caso di corrosione delle armature indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare, pertanto ricade nella sottoclasse XS3.

<i>Classe esposizione</i>	<i>Descrizione ambiente</i>	<i>Esempio</i>	<i>a/c</i>	<i>Minima classe CLS</i>
XS1	Esposto alla salinità marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45
XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45

Per la classe di esposizione individuata, la norma UNI 11104 – prosp. 5 – prescrive il rispetto dei seguenti valori minimi:

- minima classe di resistenza calcestruzzo C35/45
- diametro massimo dell'inerte: 20 mm
- rapporto acqua/cemento massimo: 0,45

- Minimo contenuto cemento: 360 kg/m³

È assolutamente vietato, al fine di migliorare la lavorabilità del calcestruzzo diminuendone la consistenza, aggiungere acqua in cantiere. Nel caso che, per motivi legati all'operatività, venga richiesto di utilizzare una classe di consistenza diversa da quella prescritta, può venire autorizzata dalla DL e annotata sull'apposito registro di cantiere, adducendo le motivazioni della variazione.

Il mantenimento della consistenza deve essere garantito per un tempo di almeno due ore dalla fine del carico dell'autobetoniera e comunque non meno di un'ora dall'arrivo dell'autobetoniera in cantiere, tempo in cui l'impresa deve completare lo scarico. Il fornitore di calcestruzzo e l'impresa devono programmare il getto in modo che il produttore cadenzi le consegne per dare il tempo necessario all'impresa di poter mettere in opera il materiale. Sono da evitare interruzioni di getto superiori a un'ora.

Acciaio B450C

$E = 210000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	modulo elastico secante
$\nu = 0.300$	coefficiente di Poisson
$G = 76923 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	modulo di elasticità trasversale
$\gamma = 7.85e-005 \text{ (N/mm}^3\text{)}$	peso specifico
$\alpha = 1.2e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$	coeff. di dilatazione termica
$f_{yk} 450 \text{ N/mm}^2$	Resistenza caratteristica di snervamento
$\gamma 1,15$	Coefficiente parziale di sicurezza
$f_{ctd} 391,3 \text{ N/mm}^2$	Resistenza di calcolo

4.2 Copriferro minimo

Il copriferro minimo viene fissato in base l'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1)

$$c_{NOM} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

- c_{min} = valore del copriferro minimo
- Δc_{dev} = tolleranza di esecuzione relativa al copriferro

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; c_{min,f}; 10\text{mm})$$

dove:

- $c_{min,b}$ = copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature
- $c_{min,dur}$ = copriferro minimo necessario per la durabilità dell'opera
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ = valore aggiuntivo del copriferro legato alla sicurezza
- $\Delta c_{dur,st}$ = riduzione del copriferro quando si utilizza acciaio inossidabile
- $\Delta c_{dur,add}$ = riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezioni aggiuntive
- $c_{min,f}$ = copriferro minimo necessario per la resistenza al fuoco dell'opera

Il copriferro riveste un ruolo di primaria importanza in quei contesti in cui il degrado prevalente è rappresentato dalla corrosione dei ferri di armatura. L'adozione di un copriferro sufficientemente spesso, infatti, consente di allungare il cammino che le sostanze depassivanti (anidride carbonica e cloruri) debbono percorrere per raggiungere l'armatura. Pertanto, più grande risulterà lo spessore maggiore sarà il tempo di innesco del processo di corrosione dell'acciaio e, conseguentemente, la struttura avrà una vita nominale più prolungata.

Nello specifico, per quanto attiene alla scelta del copriferro minimo per il rispetto delle condizioni di durabilità, ($c_{min,dur}$), l'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1) fornisce, in forma tabellare i valori del copriferro minimo in funzione del tipo di armatura (lenta o da precompressione), della classificazione strutturale e delle classi di esposizione ambientale cui l'elemento in calcestruzzo ricade (Tabella 2).

	CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE SECONDO UNI 11104						
CLASSE STRUTTURALE	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10 (10)	10(15)	10(20)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)
S2	10 (10)	10(15)	15(25)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)
S3	10 (10)	10(20)	20(30)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)
S4	10 (10)	15(25)	25(35)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)
S5	15 (15)	20(30)	30(40)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)
S6	20 (20)	25(35)	35(45)	40(50)	45(55)	50(60)	55(65)

Tabella 2 – Valori minimi del copriferro ($c_{min,dur}$) atti a garantire la durabilità in funzione della classe di esposizione ambientale e della classe strutturale dell'opera (i valori tra parentesi sono relativi alle opere in c.a.p.)

Scelto il valore massimo tra i copriferri minimi atti a garantire i requisiti sia di aderenza, durabilità, resistenza al fuoco che di esecuzione, è necessario calcolare i valori della tolleranza - Δc_{dev} - per definire il valore del copriferro nominale.

La scelta di Δc_{dev} deve essere effettuata in funzione della severità dei controlli e dei tipi di getti che si realizzano in accordo con quanto definito dall'Eurocodice 2 (Figura 2), nel presente caso viene preso pari a 10 mm.

$$C_{min} = \max (18\text{mm}; 45\text{mm}; 10\text{mm}) = 45 \text{ mm}$$

$C_{nom} = 45 + 10 \text{ mm} = 55 \text{ cm}$

4.3 Modellazione della struttura

Ai fini del calcolo le verifiche sono state eseguite per un tratto di banchina di lunghezza pari a 5 m, coincidente con lo sviluppo longitudinale del singolo elemento.

Al fine della formulazione delle combinazioni di carico, sono state considerate le seguenti tipologie di azioni:

Azioni Permanenti:

- Permanenti strutturali (G1): peso proprio blocco in calcestruzzo $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$;
- Permanenti non strutturali (G2): peso proprio elementi non strutturali (pavimentazione);

Azioni Variabili (Qi):

- Sovraccarico variabile (Q1): sovraccarico di 15 kN/m^2 uniformemente distribuito;
- Azioni Eccezionali (E): azione derivante dal moto ondoso e dal vento incidente sulle imbarcazioni

4.4 Principi per la valutazione della sicurezza, prestazioni attese e azioni

L'analisi della sicurezza verrà effettuata con il metodo degli stati limite. Tale metodo si basa sull'utilizzo di coefficienti parziali di sicurezza, in conformità con i principi di cui al cap.2 delle NTC.

In particolare sono state eseguite le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese si assumono le seguenti posizioni.

- Vita Nominale: 50 anni
- Classe d'uso: II
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = 75$ anni

4.5 Combinazioni delle azioni

Le valutazioni ed i calcoli di cui alla presente relazione sono effettuati considerando le seguenti combinazioni di carico (p.2.5.3 NTC 2008).

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi_{02} \cdot Qk2 + \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F \cdot F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto.

Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A_1 e A_2), per i parametri geotecnici (M_1 e M_2) e per le resistenze (R_1 , R_2 e R_3).

Coefficienti di combinazione per le azioni

I valori dei coefficienti di combinazione ψ si ricavano dalla Tabella 2.5.I NTC 2008:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Coefficienti parziali per le azioni

I valori dei coefficienti parziali per le azioni (e per gli effetti delle azioni) si ricavano dalla Tabella 2.6.I

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

I valori dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno si ricavano dalla Tabella 2.6.II NTC08.

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

I Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno sono quelli riportati in Tabella 6.5.I-NTC08

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)	COEFF. PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

4.6 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Equilibrio di corpo rigido (EQU)

- ribaltamento;

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- scorrimento sul piano di posa;

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

Secondo la Normativa (p.2.6.1. e 6.2.3) le verifiche (scorrimento sul piano di posa e collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno) devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

- Approccio 1:
- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

– Combinazione 2: (A2+M2+R2)

- Approccio 2: (A1+M1+R3)

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Nel presente lavoro le verifiche strutturali (STR) e geotecniche (GEO) sono state effettuate secondo l'Approccio 1'' ed i coefficienti di combinazione delle azioni adottati sono:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{2j}
Sovraccarico di banchina	0.7	0.3
Vento/moto ondoso	0.6	0

4.6.1 Analisi dei carichi

I carichi che agiranno sul singolo blocco del molo sono:

Carichi permanenti strutturali

Il peso proprio viene calcolato facendo riferimento al peso specifico dei materiali costituenti la struttura.

Il peso blocco lungo 5 metri:

$$G_k = 653.05 \text{ kN}$$

Carichi variabili

- Sovraccarico 15 kN/m²

Carichi accidentali:

- Azione del vento 4.92 kN
- Azione moto ondoso 33.21 kN

4.6.2 Verifiche strutturali delle sezioni in calcestruzzo armato della soletta di banchina in C.A.

Il solettone a copertura della cella anti-risacca verrà realizzato in calcestruzzo armato Classe 35/45 (classe di esposizione XS3) e armature in acciaio B450c.

In fase progettuale si è considerata una soletta lunga 4,00 metri, larga 1,00 avente spessore pari a 40 cm semplicemente appoggiato alle estremità, su metà setto trasversale.

Poiché risulta essere $l_0 > 2h$ si può considerare la soletta come un elemento lineare e quindi schematizzarlo con una trave appoggiata alle estremità. Il copriferro superiore ed inferiore è stato assunto pari a 55 [mm].

Per la determinazione delle sollecitazioni che agiscono su detta trave si considera il peso proprio della struttura e il sovraccarico comunemente utilizzato nelle banchine dei cantieri nautici per il diporto pari a 1500 Kg/m².

4.6.3 Analisi dei carichi

Sulla base della struttura in progetto sono calcolati i carichi permanenti ed accidentali come di seguito:

Peso proprio della soletta $P = 4,00 \cdot 1,00 \cdot 0,40 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 40 \text{ kN}$

Sovraccarico $q_k = 15 \text{ kN/m}^2$

Carichi caratteristici per metro di soletta:

- Carichi permanenti

$G_k = 40 \text{ kN} / 4,00 = 10,00 \text{ kN/m}$

- Sovraccarico

$q_k = 15 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,00 \text{ m} = 15 \text{ kN/m}$

I coefficienti parziali che moltiplicano i valori caratteristici sono riassunti nella tabella seguente:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

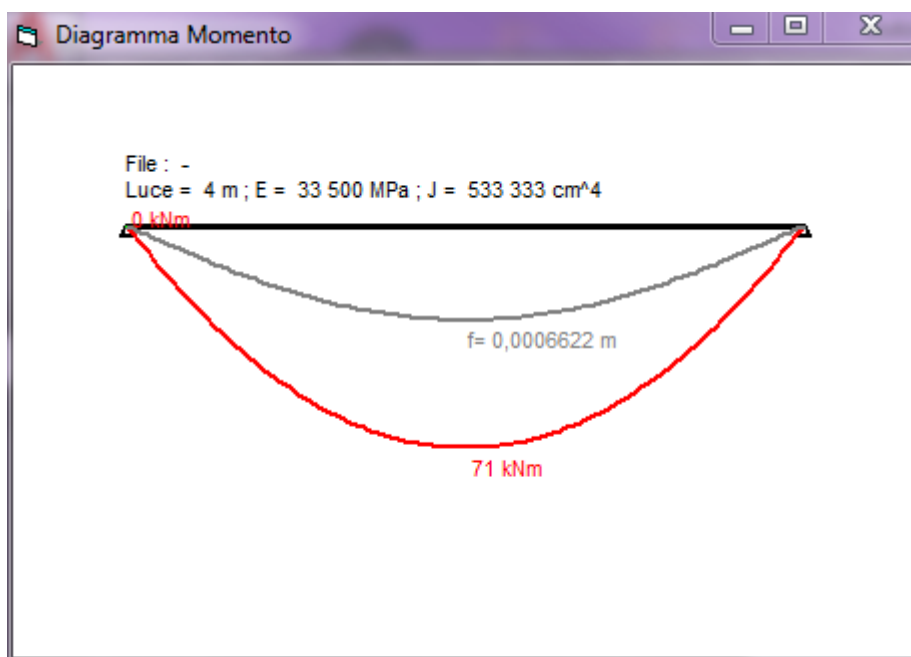
⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

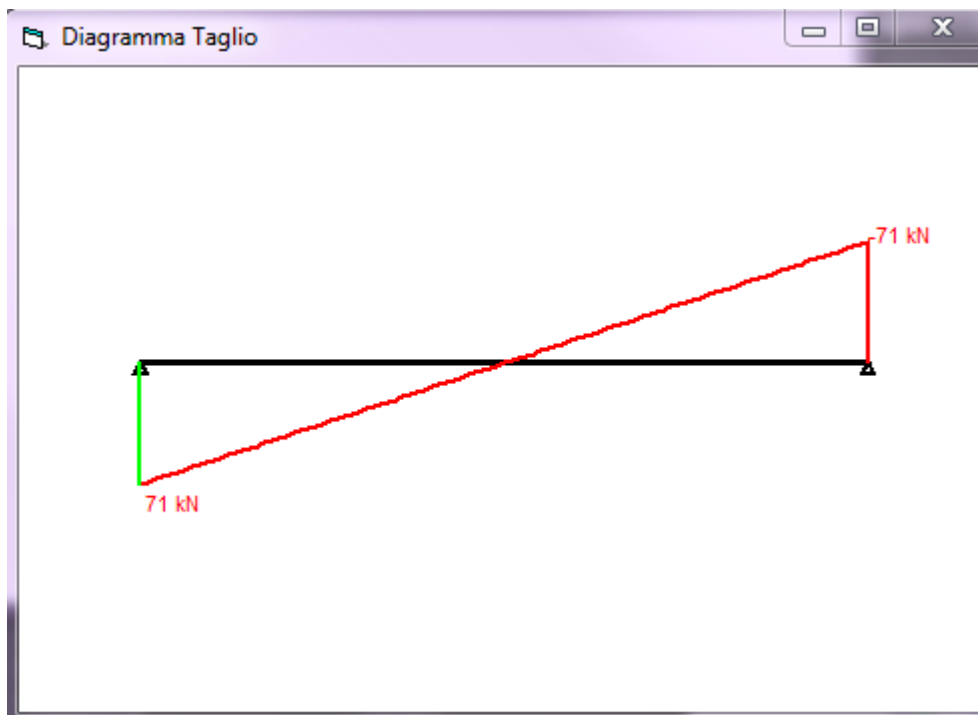
- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili Q.

$$q = 1.3 \cdot 10.00 + 1.5 \cdot 15 = 13.00 + 22.5 = 35.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = q \times l^2 / 8 = 71.00 \text{ kN} \times \text{m}$$



$$T = q \times l / 2 = 71.00 \text{ kN}$$



4.6.4 Verifiche agli stati limite (SLU)

4.6.4.1 Predimensionamento a flessione dell'armatura

Si calcola l'area richiesta a trazione supponendo che l'acciaio sia snervato e che il braccio della coppia interna z sia pari a $0.9 \times d$ con d altezza utile della sezione.

Si ipotizza di armare la trave con barre longitudinali $\phi 18$ e armatura trasversale costituita da staffe $\phi 8$ pertanto determino l'altezza utile della sezione.

$$d = 400 - 55 - 10 - 18/2 = 326 \text{ mm} = 32.6 \text{ cm}$$

La forza di trazione sollecitante le armature si determina in ogni punto della sezione trasversale nel modo seguente:

$$N_{t, Sd} = \left| \frac{M_{sd}}{z} \right| = \left| \frac{M_{sd}}{0.9 \cdot d} \right|$$
$$A_{s, calcolo} = \frac{N_{t, Sd}}{f_{yd}}$$

La forza normale resistente sarà determinata in funzione della resistenza ultima di calcolo dell'acciaio:

$$N_{t, Rd} = A_{s, disposta} \cdot f_{yd}$$

Dove

$A_{s, calcolo}$ quantitativo di armatura minimo ottenuto dal calcolo

$A_{s, disposta}$ quantitativo di armatura disposto effettivamente nella trave

f_{yd} resistenza di calcolo delle armature

Poiché il momento massimo nel nostro caso si verifica al centro della soletta, si deve calcolare l'armatura necessaria in corrispondenza di quella sezione in cui si verifica la massima trazione nelle armature inferiori:

$$N_{t,Sd} = 71.00/0.9 \cdot 0.326 = 242.00 \text{ kN}$$

$$A_{s,calcolo} = N_{t,Sd}/f_{yd}$$

$$= 233.55 \text{ kN} / 37.39 = 6.47 \text{ cm}^2 = 647 \text{ mm}^2$$

4.6.4.2 Verifica dei limiti sull'armatura longitudinale previsti dalle NTC2018

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore all'armatura minima:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d :$$

$$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot 3.2/450 \cdot 100 \cdot 32.6 = 6.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \cdot 100 \cdot 32.6 = 4.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Minima armatura disposta in zona tesa:

$$n^\circ \text{ ferri} = A_{s,calcolo}/A_{ferro} = 6.47 \text{ cm}^2/2.01 = 3.21 = 4 \text{ ferri}$$

Decido di armare a trazione la soletta con 5 $\phi 18$ e simmetricamente a compressione con 5 $\phi 18$.

$$A_s = 12.72 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Verifica dei massimi normativi:

$$A_{s,max} \leq 0,04 \cdot A_c$$

Massima armatura disposta in zona tesa 5 $\phi 18$:

$$A_{s,max} = 12.72 \text{ cm}^2 \leq 0.04 \cdot 100 \cdot 40 = 160 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E' necessario ora verificare che la sezione della soletta rispetti anche la condizione di duttilità, ovvero che la rottura si abbia dalla parte dell'acciaio. Di seguito si riporta l'immagine dei risultati ottenuti nella quale nella parte superiore sono presenti i dati geometrici della sezione, in basso a sinistra le caratteristiche meccaniche dei materiali e, in basso al centro, i risultati forniti dal programma di calcolo, ovvero il momento resistente


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





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






Titolo :

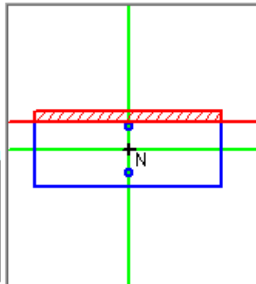
N* strati barre

Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N*	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	7,4
2	12,72	32,6

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



Sollecitazioni
S.L.U.
Metodo n

N _{Ed}	0	0 kN
M _{xEd}	71	0 kNm
M _{yEd}	0	0

P.to applicazione N
☒ Centro
☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

xN
yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m

Materiali

B450C
C35/45

E _{su}	67,5 ‰	E _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	E _{cu}	3,5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	19,83 ‰
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8 ?
E _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	13,5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8
		τ _{c1}	2,257

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

Tipo flessione
☒ Retta
☐ Deviata

N* rett.

Calcola MRd
Dominio M-N

L₀ cm
Col. modello

☐ Precompresso

Come si vede dai calcoli sopra eseguiti la sezione trasversale si rompe dal lato dell'acciaio e di conseguenza risulta essere duttile.

4.6.4.3 Verifica a taglio della trave (SLU)

Per la verifica si utilizza la formula per la resistenza a taglio di elementi senza staffe. La verifica è condotta nelle sezioni di estremità ponendo allo SLU

$$V_{rd} > V_{ed}$$

dove V_{ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente formula:

$$V_{rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

dove

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d altezza utile della sezione (mm);

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \cdot d)$ rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ tensione media di compressione della sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w larghezza minima della sezione (mm);

γ_c coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo

Sostituendo si ottiene:

$$\rho_1 = A_{sl}/b_w \cdot d$$

$$= 1272/1000 \cdot 338 = 0.0037 < 0.02$$

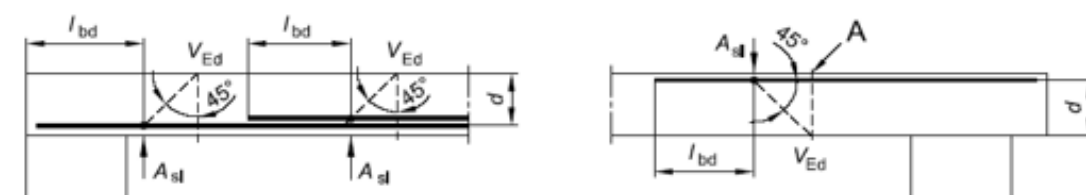
DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO**

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	71	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		si	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,78	[-]
		1,78	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{oa} + d$	ρ_l	0,003903	[-]
		0,003903	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	166,76	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	160,75	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	166,76	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	10	[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	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	157	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	293,4	[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_{Rd}	90,17	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{ca}	9,92	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rd}	1454,78	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3041,11	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	90,17	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	1616,42	[kN]

4.6.5 Verifica allo SLE

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	50,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	74	[mm]
Altezza utile della sezione	d	326	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1272	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1272	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	91,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1310681759	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3,48	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	134,38	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	50,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	74	[-]
Altezza utile della sezione	d'	326	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	1272	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	1272	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	91,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1310681759	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	15,75	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3,48	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	134,38	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	50,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	400	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	74	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	326	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	1272	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	$A's$	1272	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	91,16	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1310681759	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	3,48	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	134,38	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	400 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	74 [mm]
Altezza utile della sezione	d	326 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	1272 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	1272 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	45 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	0 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{rif,max}	270 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	50 [kNm]
Durata del carico		breve [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	91,16 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	134,38 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,2 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,6 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	102,948242 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	102948,242 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	p _{p,eff}	0,01236 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,87 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0,000164 [-] 0,000403 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18,00 [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 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	382,59 [mm] 382,59 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1542 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	50	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	91,16	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	134,38	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,2	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{e,eff}$	102,948242	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{s,eff}$	102948,242	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{s,eff}$	0,01236	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_s	5,87	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{ss} - \varepsilon_{sm}$	0,000115	[-]
		0,000403	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_4	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	2,8	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	373,59	[mm]
		373,59	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1506	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed, char.}$	50	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	91,16	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	134,38	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,2	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{e,eff}$	102,948242	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{s,eff}$	102948,242	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{s,eff}$	0,01236	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_s	5,87	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{ss} - \varepsilon_{sm}$	0,000115	[-]
		0,000403	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_4	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5	[-]
	k_3	2,8	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	373,59	[mm]
		373,59	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1506	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed,req.}$	50	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	91,16	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	129,32	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,2	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	102,94824	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	102948,24	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{0,eff}$	0,01236	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_s	5,87	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000089	[-]
		0,000388	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18,00	[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	2,8	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	373,59	[mm]
		373,59	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1449	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed,charatt.}$	50	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	91,16	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	129,32	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,2	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	102,94824	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	102948,24	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{0,eff}$	0,01236	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_s	5,87	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,000089	[-]
		0,000388	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	18,00	[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	2,8	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	373,59	[mm]
		373,59	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,1449	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

4.6.6 Verifica dei setti trasversali

I setti trasversali vengono dimensionati come delle travi opportunamente vincolate all'estremo in corrispondenza del blocco in cemento con un incastro e l'estremo superiore come semplice appoggio.

I carichi che agiranno sui setti sono:

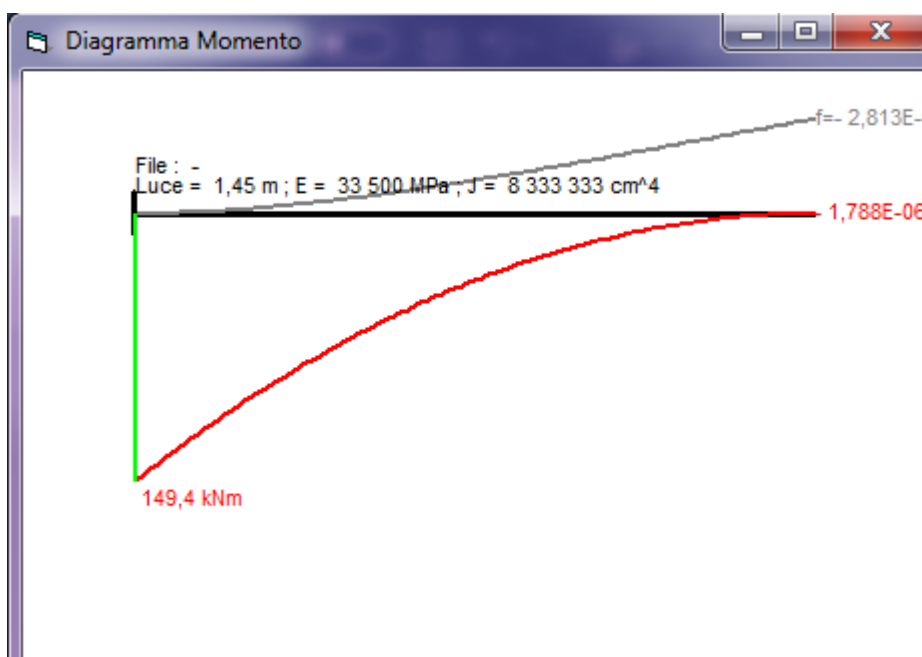
- Spinta del moto ondoso: $33.208 \text{ kN} \cdot \text{m} = 33.208 \text{ kN/m}$

- Azione normale di compressione dovuta alla presenza del solettone soprastante: 71 kN

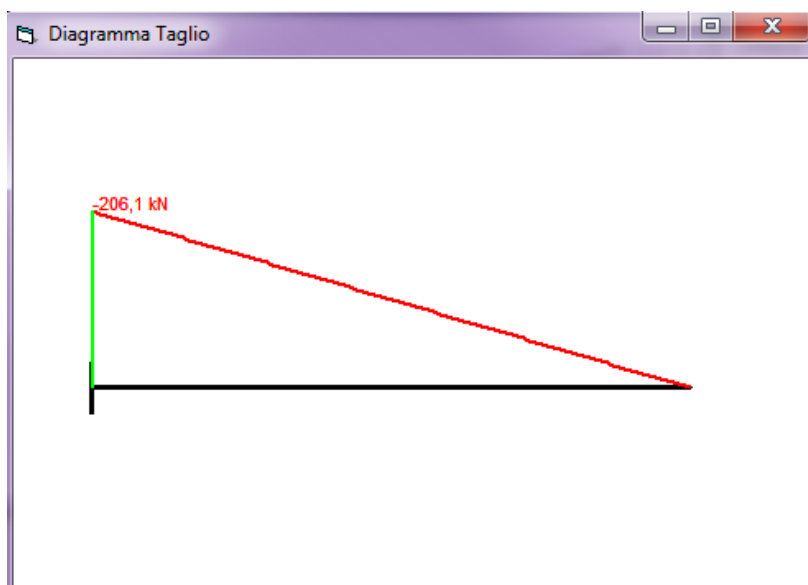
Note le azioni agenti si può procedere con il predimensionamento delle armature.

$$Q_d = 1.3 \cdot 71 + 1.5 \cdot 33,208 = 142.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M = q \times l^2 / 2 = 149.40 \text{ kN} \times \text{m}$$



$$T = q \cdot l / 2 = 206.1 \text{ kN}$$



$N = 71 \text{ kN}$

4.6.7 Verifiche allo stato limite (SLU)

4.6.7.1 Predimensionamento a flessione dell'armatura

Si calcola l'area richiesta a trazione supponendo che l'acciaio sia snervato e che il braccio della coppia interna z sia pari a $0.9 \times d$ con d altezza utile della sezione.

Si ipotizza di armare la trave con barre longitudinali $\phi 18$ e armatura trasversale costituita da staffe $\phi 8$ pertanto determino l'altezza utile della sezione.

$$d = 1000 - 55 - 14 - 20/2 = 921 \text{ mm} = 92.1 \text{ cm}$$

La forza di trazione sollecitante le armature si determina in ogni punto della sezione trasversale nel modo seguente:

$$N_{t, Sd} = \left| \frac{M_{sd}}{z} \right| = \left| \frac{M_{sd}}{0.9 \cdot d} \right|$$

$$A_{s, calcolo} = \frac{N_{t, Sd}}{f_{yd}}$$

La forza normale resistente sarà determinata in funzione della resistenza ultima di calcolo dell'acciaio:

$$N_{t,Rd} = A_{s,disposta} \cdot f_{yd}$$

Dove

$A_{s,calcolo}$ quantitativo di armatura minimo ottenuto dal calcolo

$A_{s,disposta}$ quantitativo di armatura disposto effettivamente nella trave

f_{yd} resistenza di calcolo delle armature

Poiché il momento massimo nel nostro caso si verifica in corrispondenza dell'incastro, si deve calcolare l'armatura necessaria in corrispondenza di quella sezione in cui si verifica la massima trazione:

$$N_{t,Sd} = 149.40 / 0.9 \cdot 92.1 = 180.23 \text{ kN}$$

$$A_{s,calcolo} = N_{t,Sd} / f_{yd}$$

$$= 180.23 \text{ kN} / 37.39 = 4.82 \text{ cm}^2 = 482 \text{ mm}^2$$

4.6.7.2 Verifica dei limiti sull'armatura longitudinale previsti dalle NTC2018

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore all'armatura minima:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.0013 \cdot b_t \cdot d$$

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot 3.2/450 \cdot 100 \cdot 92.1 = 17.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} \geq 0.0013 \cdot 100 \cdot 92.1 = 11.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Decido di armare simmetricamente a trazione e a compressione la soletta con 7 $\phi 24$.

$$A_s = 31.67 \text{ cm}^2 > A_{s,min}$$

Verifica dei massimi normativi:

$$A_{s,max} \leq 0.04 \cdot A_c$$

Massima armatura disposta in zona tesa 7 $\phi 24$:

$$A_{s,max} = 31.67 \text{ cm}^2 \leq 0.04 \cdot 100 \cdot 40 = 160 \text{ cm}^2/\text{m}$$

E' necessario ora verificare che la sezione della soletta rispetti anche la condizione di duttilità, ovvero che la rottura si abbia dalla parte dell'acciaio. Di seguito si riporta l'immagine dei risultati ottenuti nella quale nella parte superiore sono presenti i dati geometrici della sezione, in basso a sinistra le caratteristiche meccaniche dei materiali e, in basso al centro, i risultati forniti dal programma di calcolo, ovvero il momento resistente ultimo (M_{xRd}), le tensioni nel cls (σ_c) e nell'acciaio (σ_s), le deformazioni nel cls (ϵ_c) e nell'acciaio (ϵ_s) corrispondenti allo stato ultimo che raggiunge la sezione e la posizione dell'asse neutro dalla fibra più compressa (x). Dai valori delle deformazioni dei materiali allo stato limite ultimo si può risalire al campo di rottura.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,67	7,9
2	31,67	92,1

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 149,40 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19,83

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?

ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8

τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 1 102 kN m

σ_c -19,83 N/mm²

σ_s 391,3 N/mm²

ϵ_c 3,5 ‰

ϵ_s 37,69 ‰

d 92,1 cm

x 7,827 x/d 0,08498

δ 0,7

Come si vede dai calcoli sopra eseguiti la sezione trasversale si rompe dal lato dell'acciaio e di conseguenza risulta essere duttile.

4.6.8 Verifica allo SLE

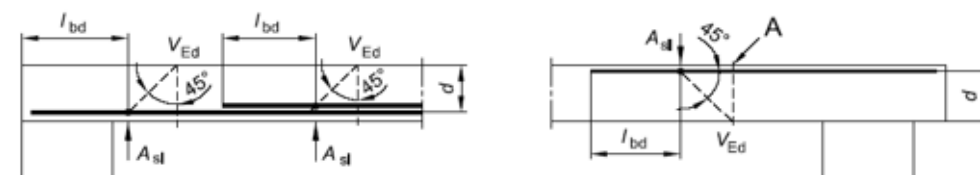
Le sollecitazioni massime (in valore assoluto) sulla sezione di larghezza 1 m, ricavate dall'involuppo delle combinazioni di esercizio (rara, frequente e quasi permanente), sono

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE			
§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo	V_{Ed}	206,1	[kN]
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo		sì	[-]
Coefficiente $C_{Rd,c}$	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]
Coefficiente k	k	1,47	[-]
		1,47	[-]
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di $l_{bd} + d$	ρ_l	0,003438	[-]
		0,003438	[-]

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	$V_{Rd,c}$	371,29	[kN]
Resistenza minima del calcestruzzo teso	$V_{Rd,min}$	338,50	[kN]
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso	V_{Rd}	371,29	[kN]
§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	14	[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	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	308	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	828,9	[mm]
Cotangente di θ	cot θ	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	cot α	0,00	[-]
Seno di α	sin α	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	499,30	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	9,92	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	4109,96	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per cot $\theta = 1$	$A_{sw,max}$	3041,11	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	499,30	[kN]
§ 4.1.2.1.3.3 - TAGLIO MASSIMO SOPPORTABILE DALLA TRAVE			
Resistenza massima a taglio della trave	V_{Rd}	4566,63	[kN]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	109,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	79	[mm]
Altezza utile della sezione	d	921	[mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	3167	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3167	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	227,53	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	27817533141	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	21	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,90	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	40,96	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	109,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1000	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	79	[-]
Altezza utile della sezione	d'	921	[-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3167	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3167	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	227,53	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	27817533141	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	15,75	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,90	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	40,96	[MPa]

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Frequente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	109,5	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1000	[MPa]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	79	[kNm]
Altezza utile della sezione	d'	921	[kNm]
Area dell'armatura tesa	A_s	3167	[mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3167	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	227,53	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	27817533141	[mm ⁴]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	0,90	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	40,96	[MPa]

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	79 [mm]
Altezza utile della sezione	d	921 [mm]
Area dell'armatura tesa	A _s	3167 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	3167 [mm ²]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	45 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	0 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s _{ref,max}	285 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente

Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	109,54 [kNm]
Durata del carico		breve [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	227,53 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	40,96 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	3,2 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k ₁	0,6 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	197,5 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	197500 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,01603 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α_e	5,87 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-0,000452 [-] 0,000123 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00 [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 [-]
	k ₄	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s _{r,max}	389,46 [mm] 389,46 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0479 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	$M_{Ed, freq.}$	109,54	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	227,53	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	40,96	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	3,2	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	197,5	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	197500	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{l, eff}$	0,01603	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_s	5,87	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0,000233	[-]
		0,000123	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[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	2,8	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	380,46	[mm]
		380,46	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0468	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	$M_{Ed, caratt.}$	109,54	[kNm]
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	227,53	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	40,96	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct, eff}$	3,2	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4	[-]
Altezza efficace	$h_{c, eff}$	197,5	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c, eff}$	197500	[mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{l, eff}$	0,01603	[-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_s	5,87	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-0,000233	[-]
		0,000123	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	24,00	[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	2,8	[-]
	k_4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r, max}$	380,46	[mm]
		380,46	[mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,0468	[mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3	[mm]

4.6.9 Verifica dei ferri di ripresa

Al fine di evitare che il solettone di banchina possa avere degli spostamenti paralleli al piano di posa dovuto alle spinte accidentali del moto ondoso, il solettone verrà vincolato ai setti su cui poggia con ferri di ripresa realizzati con barre di armatura del diametro $\phi 30$ inghisati mediante malta epossidica.

I ferri saranno sollecitati a taglio dovuto alla spinta del moto ondoso pertanto si riportano di seguito le verifiche necessarie.

Come indicato al 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018, il valore di progetto dell'azione tagliente V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$V_{Ed}/V_{c,Rd} \leq 1$$

I ferri saranno sollecitati dall'azione del moto ondoso pertanto:

$$T_{ed} = 33,210 \text{ kN}$$

$$M_{ed} = 33,210 \cdot 1.57 = 52.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

La massima azione tagliente V è pari a :

$$V_T = T_{ed} / n_b = 33,210 / 24 = 1.38 \text{ kN}$$

$$V_M = M_{ed} \cdot a_i / 2 \cdot a_i^2 = 52.14 \text{ kN}\cdot\text{m} \cdot 0.43 / 2 \cdot 0.43^2 = 60,60 \text{ kN}$$

$$V = V_T + V_M = 61,98 \text{ kN} = 61980 \text{ N}$$

$$F_{v, ed} = V = 61980 \text{ N}$$

La resistenza a taglio del tirafondo:

$$F_{c,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_v / \gamma_{m2}$$

dove

$$A_v = \frac{3}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4 \text{ area a Taglio del tirafondo [mm}^2\text{]}$$

$$= 0.75 \cdot 3.14 \cdot 30^2 / 4 = 529,87 \text{ mm}^2$$

$$f_{tb} (5.6) = 100 \times 5 \text{ N/mm}^2 = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{c,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_v / \gamma_{m2}$$

$$= 0.6 \cdot 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 529.87 \text{ mm}^2 / 1.25 = 127168,9 \text{ N}$$

Pertanto:

$$F_{V,Ed} < V_{c,Rd} = 61980 \text{ N} < 127168,9 \text{ N} \quad \underline{\text{verificato}}$$

4.6.10 Verifica al ribaltamento

I carichi che entrano in gioco nella verifica al ribaltamento dell'opera in progetto sono:

Carichi permanenti strutturali :

Peso proprio di un modulo avente lunghezza 5 metri

$$G_k = 690.25 \text{ kN}$$

Carichi variabili:

- Sovraccarico 15 kN/m^2
- Azione del vento:

Nel modulo della lunghezza di 5 metri avrà la possibilità di ormeggiare un'imbarcazione avente lunghezza massima di 10 metri pertanto l'azione che il vento genererà sul molo agendo sul prospetto frontale dell'imbarcazione, sarà pari a 4.92 kN . Tale azione, schematizzata come una forza orizzontale agente sul coronamento del muro in direzione ortogonale al filo banchina, genera un momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera.

- Azione moto ondoso

La spinta generata dall'acqua sul molo è stata calcolata mediante il programma Breakwater, il quale calcola la spinta generata dal moto ondoso mediante il metodo di Goda.

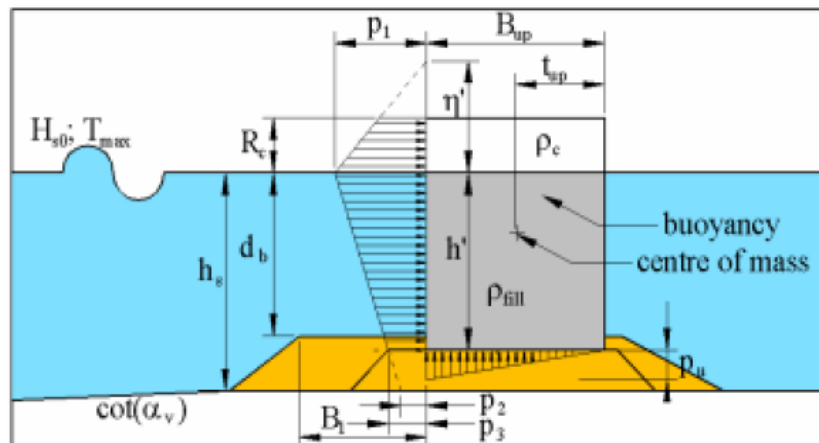


Figure 3.28 Definition sketch for vertical (caisson) breakwater

P 1-Breakwat # 1	
?	I O
Structure type	2. Vertical (caisson), 2.1
Response factor	2. Structural response, 2.1 Pressures, Forces and Safety factors
Formula	Goda
Output parameter	(HD) Design wave height
INPUT	
(B1) Berm width	0.400 (m)
(Bup) Width of upright section	5.00 (m)
(Hs0) Significant wave height at deep water	0.600 (m)
(hs) Water depth at site	2.25 (m)
(Tmax) Max. wave period	12.0 (s)
(db) Depth of berm below SWL	1.85 (m)
(h') Distance from SWL to caisson base	2.05 (m)
(Rc) Crest freeboard	1.50 (m)
(tup/Bup) Relative horiz. dist. from c.gravity and heel	0.500 (-)
(cot(av)) Foreshore slope	50.0 (-)
(beta) Wave angle	0 (deg)
(mu f) Coefficient of friction	0.600 (-)
(rho f) Mass density of fill	2400 (kg/m3)
(rho c) Density of concrete cap	1900 (kg/m3)
(rho w) Water density	1025 (kg/m3)
OUTPUT (-)	
(HD) Design wave height	1.08 (m)
(Hs0/hs) Relative depth	0.267 (-)
(h5Hsi) Depth 5*Hsi seaward from toe	2.31 (m)
(Hsi) Incoming significant wave height	0.600 (m)
(eta') Elevation to which wave pressure is exerted	1.6200 (m)
(L) Local wave length	55.79 (m)
(p1) wave pressure	11.7493 (kN/m2)
(pe) Bearing pressure at heel	67.3501 (kN/m2)
(pu) Uplift pressure	11.176 (kN/m2)
(Fh) Total horizontal wave force	33.208 (kN/m)
(Fu) Total uplift force	27.940 (kN/m)
(Wup) Caisson weight per m length	278.052 (kN/m)
(Mh) Moment of Fh about heel	48.915 (kNm/m)
(Mu) Moment of Fu about heel	93.13227 (kNm/m)
(FSs) Factor of safety against sliding	4.5191 (-)
(FSo) Factor of safety against overturning	12.307 (-)

Dai dati sopra riportati è possibile vedere che la spinta dell'acqua sul molo avente un metro di lunghezza è pari a $F_h = 33.21 \text{ kN}$ e che il momento generato attorno al punto di ribaltamento O è pari a $M_h = 48.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Avendo determinato tutte le azioni in gioco possiamo passare alle verifiche.

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Azioni instabilizzanti

Azione	Forza [kN]	Braccio [m]	Coeff.te sicurezza	Momento instabilizzante [kN·m]
Moto ondosso	33.208	1.47	1.5	48.82
Vento	4.92	3.75	1.5	18.45
Sovrapressioni	16.76	1.99	1.5	33.35
TOTALE				100.62

Azioni stabilizzanti

Azione	Forza [kN]	Braccio [m]	Coeff.te sicurezza	Momento stabilizzante [kN·m]
Peso proprio cassone	690.25	1.5	0.9	1035.37
Sovraccarico in copertura	15	1.5	0.9	22.50
TOTALE				1057.875

<u>VERIFICA A RIBALTAMENTO</u>			<u>$M_{stab}/M_{mob} > 1.00$</u>
Combinazione di carico con moto ondosso dominante			
$M_{stab} \text{ [kN]}$	$= \gamma G_{1,fav} \cdot M_{stab}$	$= 0.9 \cdot 1057.875 = 952.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$	

Mmob [kN]	$= \gamma Q_{2,sfav} * (M_{rib,ond} + \psi_{02} * M_{rib,vento})$	$= 1.5 * 33.35 + 1.5 * (48.82 + 0.6 * 18.45) = 139.86 \text{ kN*m}$
Mstab/Mmon >1	952.09 / 89.93 > 1.00	SODDISFATTA

<u>VERIFICA A RIBALTAMENTO</u> <u>Msta/Mmob >1.00</u>		
Combinazione di carico con azione del vento dominante		
Mstab [kN]	$= \gamma G_{1,fav} * M_{stab}$	$= 0.9 * 1057.875 = 952.09 \text{ kN*m}$
Mmob [kN]	$= \gamma Q_{2,sfav} * (M_{rib,vento} + \psi_{02} * M_{rib,ond})$	$= 1.5 * 33.35 + 1.5 * (18.45 + 0.6 * 48.82) = 121.64 \text{ kN*m}$
Mstab/Mmon >1	952.09 / 71.61 >1	SODDISFATTA

4.6.11 Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento si usa l'Approccio 1 Combinazione 1 (A1+M1+R1)

Le forze stabilizzanti sono:

Azioni stabilizzanti permanente

Azione	Forza [KN]
Peso proprio cassone	690.25

Azioni stabilizzanti accidentale

Azione	Forza [KN]
Sovraccarico in copertura	15

Le forze instabilizzanti accidentali sono:

Azione	Forza [KN]
--------	------------

Moto ondoso	33.208
Vento	4.92

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

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

$$F_{stab} = (1.0 \cdot 690.25 + 0.0 \cdot 15) \cdot 0.60 = 414.15 \text{ kN}$$

$$F_{instab.} = (1.5 \cdot 33.208 + 1.5 \cdot 4.92) = 57.192 \text{ kN}$$

$$F_{stab}/F_{instab} = 7.24 > 1 \quad \textbf{VERIFICATA}$$

4.6.12 Verifica allo schiacciamento

L'opera di intervento prevista poggerà direttamente o indirettamente per mezzo di uno strato di sabbie medio-fini poco addensate dello Strato A, sul basamento granitico locale, dotato di ottime caratteristiche meccaniche di resistenza al taglio e ridotta/nulla deformabilità sotto carico.

Caratteristiche Terreno

LEGENDA	SPESSORE	PESO DI VOLUME		ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO φ (°)	COESIONE c (daN/cm ²)	MODULO DI COMPRIMIBILITÀ (daN/cm ²)
		NATURALE γ'_n (kN/cm ²)	IMMERSO γ' (kN/cm ²)			
STRATO A SABBIE MARINE	1,00 m	15,5	5,5	26	0,00	50
STRATO B GRANITO FRATTURATO	> 5,00 m	25,0	-	38	1,00	5.000

Tabella 6.4 – Parametri geotecnici utilizzati nelle verifiche geotecniche

A seguito della verifica eseguita secondo Meyerhof & Hanna come riportato nella relazione geotecnica allegata, la capacità portante del substrato su cui poggia l'opera è pari a 11,87 N/cm².

Pressione esercitata dal peso del muro con sovraccarico più il peso dello scanno di imbasamento:

$$P_{tot} = 690.25 \text{ kN} + 15 \text{ kN} + 100,8 \text{ kN} = 806.05 \text{ kN} = 806050 \text{ N}$$

$$\text{Superficie posa modulo} = 5 \cdot 3 = 158 \text{ m}^2$$

Pressione del modulo sul terreno (N/m^2) = $806050 \text{ N} / 1580000 \text{ m}^2 = 0.51 \text{ N/cm}^2$

Pertanto la verifica a capacità portante risulta verificata in quanto la capacità portante del terreno su cui poggia l'opera risulta abbondantemente superiore alla pressione esercitata dall'opera considerata.

4.6.13 Verifica al galleggiamento

Il modulo di 5 metri ha un peso complessivo di 690.25 kN e la sottospinta agente è pari a 27.94 kN pertanto il peso del modulo è di gran lunga maggiore della sottospinta pertanto la verifica a galleggiamento risulta verificata.

5 Dimensionamento degli ormeggi

Il dimensionamento degli ormeggi delle imbarcazioni richiede la conoscenza di tutti quei fattori che generano forze di trazione sulle cime e sulle catene delle imbarcazioni (tiro).

Note le dimensioni delle imbarcazioni di progetto, è possibile calcolare il peso del corpo morto in c.a. affinché esso possa resistere, per gravità, alle azioni di sollevamento e/o trascinamento dall'imbarcazione ormeggiata.

Il calcolo delle azioni agenti sulle imbarcazioni è stato effettuato basandosi sulle linee guida PIANC¹, in particolare riferendosi ai documenti “Guidelines for Superyacht Marinas” (2010) e “Single Point Yacht Moorings” (2020).

Sulla base di queste, di seguito, vengono considerati gli sforzi indotti agli organi di collegamento dal vento che va ad incidere sulla murata delle imbarcazioni, dalle correnti che tendono a far muovere la barca in modo del tutto autonomo e dalle onde provocate dal vento.

Come da studio meteomarino, il sito in esame risulta in particolar modo esposto agli eventi estremi proveniente da Levante e da Maestrale, e le imbarcazioni risulteranno esposte sia frontalmente che lateralmente a tali direzioni.

I sistemi di ormeggio sono dimensionati per un vento di intensità pari a 30 m/s, corrispondente a 60 nodi circa, e una corrente marina di 0.1 m/s. Da studio meteomarino, risulta che gli estremi di vento al di sopra dei 63 nodi si siano verificati solo per 2 rilevazioni su un totale di 110680, registrate dal 1951 al 1997 presso la stazione di Guardiavecchia.

5.1 Analisi delle azioni agenti

Le azioni prese in considerazione sono quelle dovute all'azione del vento, delle correnti e del moto ondoso. Nei paragrafi che seguono viene illustrato come sono state valutate queste sollecitazioni.

5.2 Forze derivanti dall'azione del vento

L'azione di carico dovuta all'azione del vento è data dalla seguente formula:

$$q = 0.0006 C_d v^2 [KPa]$$

Dove:

¹ ¹AIPCN – PIANC (The World Association for Waterborne Transport Infrastructure), RecCom-WG-168-2020 – *Single point yacht mooring*.

q è la pressione del vento sulla superficie;

v è la velocità media del vento per la durata considerata, alla quota di 10 metri sopra il livello del mare, ottenuta applicando i coefficienti di **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** ;

C_d è il coefficiente di resistenza aerodinamica variabile tra i valori 0.2 e 0.75 per vento di prua o di poppa (è consigliato un valore di 0.45) e raccomandato pari ad 1 per vento trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'imbarcazione.

Durata	1 ora	10 min	1 min	15 sec	5 sec	3 sec
Coefficiente (dati da siti off-shore)	1	1,05	1,16	1,26	1,31	1,37
Coefficiente (dati da siti costieri)	1		1,23			1,5

Tabella 1 Coefficienti di correzione della velocità media del vento per la durata considerata

Il profilo medio delle imbarcazioni varia con gli stili, la tipologia e la lunghezza.

Nella tabella sottostante si riportano le superfici delle imbarcazioni che troveranno ormeggio:

Lunghezza imbarcazione	Area laterale	Area frontale
(m)	(m ²)	(m ²)
6	3,80	3,80
8	4,00	4,00
10	20,00	6,00
12	30,00	9,00

Tabella 2 Aree da considerare in funzione della lunghezza fuori tutto dell'imbarcazione

L'azione di tiro generata dal vento sul sistema di ormeggio sarà quindi calcolabile come:

$$T = A \cdot v^2 [Kg]$$

Dove T è il tiro massimo, A l'area laterale dell'imbarcazione come da **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e v la velocità del vento come sopra descritta, la quale deve essere assunta per le condizioni più sfavorevoli. Poiché, per il paraggio in esame, le imbarcazioni saranno esposte ai venti estremi lateralmente, il calcolo verrà effettuato su di essi.

5.2.1 Forze derivanti dall'azione delle correnti

Queste pressioni sono dovute al vento che tende a trascinare lo strato superficiale delle acque marine nella sua stessa direzione. Il movimento di deriva si trasmette agli strati inferiori con intensità decrescente e direzione man mano variabile. Il movimento inizia con ritardo rispetto al momento d'inizio dell'azione del vento e solo gradualmente raggiunge la velocità di regime. Venti leggeri possono generare deboli correnti di deriva in circa 6 ore mentre sono necessarie ben 48 ore di vento forte perché la relativa corrente di deriva raggiunga la velocità di regime.

L'intensità della corrente di deriva a regime è circa 1,5% della velocità del vento che l'ha generata, velocità che dipende anche da altri fattori, ed in particolare dall'ampiezza dello specchio d'acqua libero da ostacoli, denominato fetch, esistente nella direzione di provenienza del vento. Fetch limitati non consentono alla corrente di raggiungere velocità della percentuale sopra indicata, anche se il vento spira dalla stessa direzione per periodi di tempo superiori alle 48 ore.

Analogamente a quanto visto per il calcolo dell'azione del vento, la forza che la corrente esercita sull'imbarcazione può essere valutata come:

$$F_c = \frac{1}{2} \rho_{water} C_d A_c V_c^2$$

Dove:

- ρ_{aria} è il peso specifico dell'acqua di mare, pari a 1025 kg/mc
- C_d è il drag coefficient (coefficiente di trascinamento) che può essere assunto cautelativamente pari a 1;
- A_c è la proiezione dell'area su cui agisce la corrente, nella direzione della stessa corrente;
- V_c è la velocità della corrente.

La velocità della corrente è stata considerata pari a 0.1 m/s.

L'area immersa A_c su cui agisce la corrente può essere valutata dalla Tabella 3.

Lunghezza imbarcazione	Area laterale immersa	Area frontale immersa
(m)	(m ²)	(m ²)
6	8,20	3,20
8	8,50	3,50
10	12,00	4,50
12	17,00	6,00

Tabella 3 Aree immerse da considerare in funzione della lunghezza fuori tutto dell'imbarcazione

5.2.2 Forze derivanti dall'azione del moto ondoso

I carichi derivanti dal moto ondoso sono fortemente dipendenti dagli spostamenti consentiti e dalle caratteristiche di deformazione del sistema di ormeggio. Nello studiare gli effetti di una forza ciclica su un oggetto, uno dei principali parametri dello studio è il rapporto tra la forze in gioco e la possibilità di movimento dell'oggetto. Se l'oggetto è fluttuante, sono da prendere in considerazione i sei spostamenti possibili: di avanzo, deriva, sussulto, rollio, beccheggio ed imbardata. Il tutto viene complicato dalla grande varietà di forme che gli scafi possono presentare anche se la loro lunghezza è simile. La situazione si complica ulteriormente con l'ingresso di altri fattori come l'elasticità delle linee d'ormeggio, l'attrito sui parabordi e, nel caso in cui l'imbarcazione sia ormeggiata ad un pontile galleggiante, anche gli ondeggiamenti del pontile stesso entrano in gioco. Ne deriva che un approccio teorico probabilmente pur comportando alti costi non garantirà i risultati.

Di conseguenza un approccio pratico, sapendo che le valutazioni dei carichi sulle strutture, in particolare sulle strutture galleggianti, non derivano da una scienza esatta, e che la progettazione basata su l'esperienza è spesso migliore di calcoli sofisticati, l'Associazione Mondiale per le vie navigabili e infrastrutture di trasporto (PIANC) raccomanda che le azioni derivanti dal moto ondoso siano tenute in conto tramite un coefficiente maggiorativo applicato sulla somma delle componenti precedentemente descritte, qui assunto pari a 1.1 in virtù delle ottime caratteristiche di riparo nei riguardi degli estremi di moto ondoso fornite dal paraggio.

5.2.3 Calcolo del tiro risultante

Nelle tabelle sottostanti sono riportati i calcoli del tiro, con le azioni di vento e correnti incidenti frontalmente le imbarcazioni di progetto. In particolare, il tiro ottenuto come somma delle componenti delle varie azioni è moltiplicato per un coefficiente di schermatura CS, cautelativamente posto pari a 1, e per un coefficiente di sicurezza SF assunto pari a 1.5. Il tiro complessivo si ricava quindi come:

$$T_{tot} = SF \cdot CS \cdot [(T_w + T_c)1.25]$$

Nelle figure che seguono vengono mostrate le tabelle di calcolo.

Dimensione imbarcazione	6,00	m									
Area frontale - VENTO	3,80	m ²									
Area frontale - CORRENTE	3,20	m ²									
Area laterale - VENTO	3,80	m ²									
Area laterale - CORRENTE	8,20	m ²									
SOLLECITAZIONE LATERALE - VENTO			SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE				SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE				Tiro - KN
q	pressione vento	kPa	0,0006	q	pressione corrente	kPa	0,6				
CD	drag coefficient	-	0,45								
v	velocità vento	m s ⁻¹	30	v	velocità corrente	m s ⁻¹	0,1				
cd	coeff. Esposizione	-	1,5								
	pressione vento m ⁻²	KN m ⁻²	0,55								
	Tiro vento	KN	2,08		Tiro vento	KN	0,05		Fattore tiro onda	1,10	2,34
CS	Coefficiente di schermo	1,00									
SF	Coefficiente di sicurezza	1,50									
	Tiro complessivo - KN	3,51									
	Tiro complessivo - t	0,36									

Figura 4 Calcolo delle sollecitazioni sull'imbarcazione da 6 metri.

Dimensione imbarcazione	8,00	m									
Area frontale - VENTO	4,00	m ²									
Area frontale - CORRENTE	3,50	m ²									
Area laterale - VENTO	4,00	m ²									
Area laterale - CORRENTE	8,50	m ²									
SOLLECITAZIONE LATERALE - VENTO			SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE				SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE				Tiro - KN
q	pressione vento	kPa	0,0006	q	pressione corrente	kPa	0,6				
CD	drag coefficient	-	0,45								
v	velocità vento	m s ⁻¹	30	v	velocità corrente	m s ⁻¹	0,1				
cd	coeff. Esposizione	-	1,5								
	pressione vento m ⁻²	KN m ⁻²	0,55								
	Tiro vento	KN	2,19		Tiro vento	KN	0,05		Fattore tiro onda	1,10	2,46
CS	Coefficiente di schermo	1,00									
SF	Coefficiente di sicurezza	1,50									
	Tiro complessivo - KN	3,69									
	Tiro complessivo - t	0,38									

Figura 5 Calcolo delle sollecitazioni sull'imbarcazione da 8 metri.

Dimensione imbarcazione	10,00	m									
Area frontale - VENTO	6,00	m ²									
Area frontale - CORRENTE	4,50	m ²									
Area laterale - VENTO	20,00	m ²									
Area laterale - CORRENTE	12,00	m ²									
SOLLECITAZIONE LATERALE - VENTO			SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE				SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE				Tiro - KN
q	pressione vento	kPa	0,0006	q	pressione corrente	kPa	0,6				
CD	drag coefficient	-	0,45								
v	velocità vento	m s ⁻¹	30	v	velocità corrente	m s ⁻¹	0,1				
cd	coeff. Esposizione	-	1,5								
	pressione vento m ⁻²	KN m ⁻²	0,55								
	Tiro vento	KN	10,94		Tiro vento	KN	0,07		Fattore tiro onda	1,10	12,11
CS	Coefficiente di schermo	1,00									
SF	Coefficiente di sicurezza	1,50									
	Tiro complessivo - KN	18,16									
	Tiro complessivo - t	1,85									

Figura 6 Calcolo delle sollecitazioni sull'imbarcazione da 10 metri.

Dimensione imbarcazione	12,00	m									
Area frontale - VENTO	9,00	m ²									
Area frontale - CORRENTE	6,00	m ²									
Area laterale - VENTO	30,00	m ²									
Area laterale - CORRENTE	17,00	m ²									
SOLLECITAZIONE LATERALE - VENTO			SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE				SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE				Tiro - KN
q	pressione vento	kPa	0,0006	q	pressione corrente	kPa	0,6				
CD	drag coefficient	-	0,45								
v	velocità vento	m s ⁻¹	30	v	velocità corrente	m s ⁻¹	0,1				
cd	coeff. Esposizione	-	1,5								
	pressione vento m ⁻²	KN m ⁻²	0,55								
	Tiro vento	KN	16,40		Tiro vento	KN	0,10		Fattore tiro onda	1,10	18,15
CS	Coefficiente di schermo	1,00									
SF	Coefficiente di sicurezza	1,50									
	Tiro complessivo - KN	27,23									
	Tiro complessivo - t	2,78									

Figura 7 Calcolo delle sollecitazioni sull'imbarcazione da 12 metri.

Cautelativamente non si considera il coefficiente di riparo al vento offerto dall'ormeggio parallelo delle imbarcazioni. Inoltre, sempre a favore di sicurezza, si considera il corpo morto sempre poggiato sul fondale, trascurando un eventuale interrimento che contribuirebbe favorevolmente ed in maniera considerevole all'equilibrio dello stesso mobilitando la spinta del terreno sulle pareti.

5.3 Dimensionamento e verifica dei corpi morti

Noti i tiri delle imbarcazioni che ormeggeranno, per il calcolo dimensionale del corpo morto da posare in opera si deve tener conto della spinta di galleggiamento indotta dall'acqua agente sullo stesso. Per far ciò si tiene conto della spinta di Archimede che, per ogni m³ di calcestruzzo immerso lo alleggerisce esattamente di quanto è il peso specifico dell'acqua marina che in sede di calcolo viene considerata pari a 1025 Kg/m³.

Si ottiene dunque che un m³ di calcestruzzo, considerato il peso specifico del calcestruzzo pari a 2400 Kg/m³, in acqua abbia un peso pari a circa 1376 Kg.

Il sistema di ormeggio si completa con la determinazione del sistema di catene e gavitelli che contribuiranno a resistere alla sollecitazione generate dalle imbarcazioni. Verranno in particolare utilizzate catene tipo ITALMET con traversino-Q3. La scelta dei diametri delle catene deve essere effettuata con un adeguato fattore di sicurezza tra il carico di prova riportato dal produttore e il tiro massimo agente sulla catena, tenendo inoltre conto di un'ulteriore maggiorazione di tale diametro in modo da garantire il preservamento della sezione utile necessaria a garantire la resistenza all'azione di tiro di progetto in presenza di corrosione.

La scelta dei diametri delle catene e dei maniglioni è stata effettuata in riferimento alle tabelle proposte dai catenifici, i quali certificano i carichi di prova e di rottura per ogni diametro di catena interessato.

I corpi morti verranno realizzati in calcestruzzo, tali da soddisfare le “Linee guida del Ministero dei LL.PP. sul calcestruzzo strutturale”, pertanto per strutture permanentemente e completamente immerse in acqua di mare, si utilizzerà una classe di esposizione XS2 con le seguenti caratteristiche:

- cemento Portland 32,5 - R, d_{max} 20/32 mm;
- rapporto acqua/cemento a/c_{max} = 0,45;
- contenuto minimo di cemento 350 kg/m³;
- resistenza caratteristica minima 45 N/mm²;
- spessore minimo del copriferro 40 mm.

Verranno realizzati corpi morti da 3 t, di dimensioni 1,80 x 1,80 x 0,4 m e da 5 t dimensione 2,00 x 2,00 x 0,55 m. Sulla base degli elementi conoscitivi acquisiti, ai fini dei dimensionamenti, vengono assunti i seguenti parametri:

- densità cls: $\rho_{cls} = 2400$ [kg m⁻³];
- densità acqua di mare: $\rho_w = 1025$ [kg m⁻³];
- accelerazione di gravità $g = 9.81$ [m s⁻²];
- peso specifico cls: $\gamma_{cls} = 23544$ [N m⁻³] = 23,54 [kN m⁻³] ≈ 2.40 [t m⁻³];

- peso specifico sabbia: $\gamma_s = 18000 \text{ [N m-3]} = 18,00 \text{ [KN m-3]} \approx 1,8 \text{ [t m-3]}$;
- peso specifico acqua di mare: $\gamma_w = 10055.25 \text{ [N m-3]} = 10.06 \text{ [KN m-3]} \approx 1.01 \text{ [t m-3]}$;

Il corpo morto viene identificato con le seguenti caratteristiche geometriche e fisiche tipiche di un solido a base quadrata di lato $B \text{ [m]}$ e altezza $h \text{ [m]}$:

- Volume geometrico $\text{[m}^3\text{]} : V = B^2 h$
- Peso del corpo morto fuori dall'acqua (o in aria) in [t] : $W = B^2 h \gamma_{cls}$
- Peso del corpo morto in acqua in [t] : $W_s = \text{peso in aria} - \text{spinta di Archimede}$;

$$W_s = B^2 h \gamma_{cls} - B^2 h \gamma_w = V (\gamma_{cls} - \gamma_w) = \frac{W}{\gamma_{cls}} (\gamma_{cls} - \gamma_w)$$

Nelle condizioni di lavoro previste verrà adottato come coefficiente di attrito f (corpo morto – fondale) pari alla tangente dell'angolo d'attrito del terreno di posa, $\tan(\phi)$. Assunto un angolo d'attrito pari a 35° si ricava un coefficiente d'attrito pari a 0.70.

L'equazione di stabilità identificativa dei coefficienti di sicurezza F_s , per le verifiche a ribaltamento e scorrimento sarà definita facendo riferimento al seguente schema:

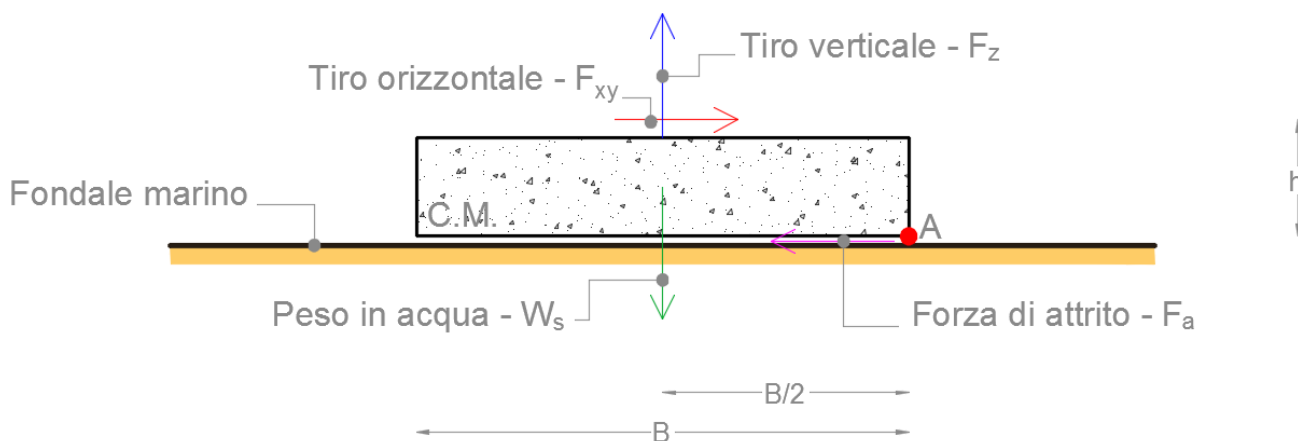


Figura 8: Schema delle azioni agenti sul corpo morto.

5.3.1 Verifica a scorrimento sul piano di posa

In condizioni drenate, la resistenza allo scorrimento sul piano di posa può essere valutata come:

$$F_h = (W_s - F_z) \cdot f = (W_s - F_z) \tan(\phi)$$

dove

W_s è il peso immerso del corpo morto

F_z è la componente verticale trasmessa dal tirante

ϕ è l'angolo d'attrito tra la base del corpo morto e il terreno sottostante.

$f = \tan\phi$ è il coefficiente d'attrito

Per i corpi morti con palo risulta:

$$F_h = (W_s - F_z + Rl) \cdot f + Rh = (W_s - F_z + Rl) \tan(\phi) + Rh$$

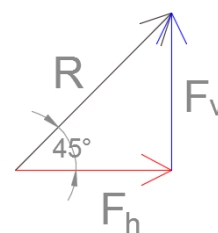
La verifica di sicurezza è pertanto soddisfatta se risulta:

$$F_{ss} = \frac{\text{Forze resistenti}}{\text{Forze spingenti}} = \frac{F_a}{F_{xy}} = \frac{(W_s - F_z) \cdot f}{F_{xy}} \geq 1.0$$

5.3.2 Verifica a ribaltamento (rispetto al punto A):

$$F_{SR} = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento sollecitante}} = \frac{W_s \cdot \frac{B}{2}}{F_{xy} \cdot h + F_z \cdot \frac{B}{2}} \geq 1.0$$

La forza verticale è pari a quella orizzontale perché si assume che il tiro sia effettuato con un angolo di 45° rispetto all'orizzontale secondo lo schema riportato nell'elaborato grafico



Per corpo morto con palo risulta:

$$F_{SR} = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento sollecitante}} = \frac{W_s \cdot \frac{B}{2} + Rh \frac{L}{2} + Rl \frac{2L}{3}}{F_{xy} \cdot h + F_z \cdot \frac{B}{2}} \geq 1.0$$

Si considera che nelle condizioni più sfavorevoli di vento laterale, contribuirà alla resistenza al tiro, simultaneamente, almeno una bitta e un corpo morto, pertanto ripartendo a metà i tiri, la verifica statica risulta:

Dimensione imbarcazione	TIRI			DIMENSIONAMENTO CORPO MORTO			
	Tiro orizzontale	Tiro verticale	Tiro risultante	lato	altezza	peso corpo morto fuori dall'acqua	peso immerso
	F_{xy}	F_z	R	B	h	W	W_s
	[t]	[t]	[t]	[m]	[m]	[t]	[t]
6,00	0,25	0,25	0,36	1,80	0,40	3,11	1,81
8,00	0,27	0,27	0,38	1,80	0,40	3,11	1,81
10,00	0,33	0,65	0,93	2,00	0,55	5,28	3,07
12,00	0,98	0,98	1,39	2,00	0,55	5,28	3,07

Figura 9 Verifica statica dei corpi morti considerando il tiro della singola imbarcazione ripartito a metà con la bitta.

VERIFICHE	
Coefficiente di sicurezza allo scorrimento	Coefficiente di sicurezza al ribaltamento
F_{sS}	F_{sR}
[-]	[-]
4,30	4,95
4,05	52,66
5,16	23,56
1,49	12,93

Da cui tutti gli ormeggi risultano verificati, anche in relazione alla caratteristiche di resistenza delle bitte, resistenti ad un tiro massimo di 3 tonnellate.

5.4 Verifica ancoraggi del pontile galleggiante

Per le sollecitazioni sul pontile galleggiante si considerano le sollecitazioni derivanti da vento e corrente in analogia a quanto fatto in precedenza, la sollecitazione dell'onda secondo la teoria di Hoft per frangiflutti galleggianti e il tiro atteso degli ormeggi per le condizioni più sfavorevoli.

Per quanto riguarda la prima componente si ottiene un tiro di 0.28 t per il modulo di pontile da 10 m:

Lunghezza modulo		10,00	m									
Area frontale - VENTO		0,75	m ²									
Area frontale - CORRENTE		0,88	m ²									
Area laterale - VENTO		3,00	m ²									
Area laterale - CORRENTE		3,50	m ²									
OLLECITAZIONE LATERALE - VENTO				SOLLECITAZIONE LATERALE - CORRENTE								Tiro - KN
q	pressione vento	kPa	0,0006	q	pressione corrente	kPa	0,6					
CD	drag coefficient	-	0,45									
v	velocità vento	m s ⁻¹	30	v	velocità corrente	m s ⁻¹	0,1					
cd	coeff. Esposizione	-	1,5									
	pressione vento m ⁻²	KN m ⁻²	0,55									
	Tiro vento	KN	1,64		Tiro vento	KN	0,02		Tiro vento	KN	1,10	1,83
CS	Coefficiente di schermo	1,00										
SF	Coefficiente di sicurezza	1,50										
	Tiro complessivo - KN	2,74										
	Tiro complessivo - t	0,28										

Figura 10 Sollecitazioni di vento e corrente sul modulo del pontile galleggiante

L'applicazione delle formule di Hoft, per altezza d'onda di 0.5 m e 4 secondi di periodo, alla profondità di 2,25 metri, fornisce una sollecitazione ripartita di 0,90 KN/m.

AZIONE MOTO ONDOSO			
Parametri input			
FISICI			
accelerazione di gravità	g	$[m\ s^{-2}]$	9,81
densità acqua di mare	ρ	$[kg\ m^{-3}]$	1025
STRUTTURA GALLEGGIANTE			
larghezza	B	$[m]$	2,5
immersione	D	$[m]$	0,35
lunghezza	L _s	$[m]$	10
ONDA			
altezza	H _s	$[m]$	0,5
periodo	T _s	$[m]$	4
profondità	d	$[m]$	2,25
direzione di incidenza sulla struttura	μ	$[^{\circ}]$	90
		$[rad]$	1,6
Parametri output			
lunghezza d'onda a largo	L ₀	$[m]$	24,98
EQUAZIONE			0
lunghezza d'onda	L	$[m]$	17,01
numero d'onda	k	$[m^{-1}]$	0,37
frequenza angolare	σ	$[rad\ s^{-1}]$	1,57
termine massa addizionale	a ₂₂	$[kg\ m^{-1}]$	98,62
	Y _{1a}	$[kN]$	7,5
	Y _{2a}	$[kN]$	1,53
Azione orizzontale	F _{wave}	$[kN]$	9,05
		$[t]$	0,905
Azione orizzontale onda uniformemente ripartita	F _{wave} / L _s	$[kN\ m^{-1}]$	0,90

Figura 11 Applicazione delle formule di Hoft per la sollecitazione di moto ondoso su pontile galleggiante

Infine, considerando metà del tiro delle imbarcazioni da 6 metri, che possono considerarsi massimo 8 per modulo, si ottiene un tiro complessivo di 2,67 t, da cui la verifica positiva all'equilibrio considerando il contributo simultaneo di 2 corpi morti da 5 t.

Dimensione imbarcazione	TIRI			DIMENSIONAMENTO CORPO MORTO				VERIFICHE	
	Tiro orizzontale	Tiro verticale	Tiro risultante	lato	altezza	peso corpo morto fuori dall'acqua	peso immerso	Coefficiente di sicurezza allo scorrimento	Coefficiente di sicurezza al ribaltamento
	F_{xy}	F_z	R	B	h	W	W_s	F_{sS}	F_{sR}
	[t]	[t]	[t]	[m]	[m]	[t]	[t]	[-]	[-]
	[t]	[t]	[t]	[m]	[m]	[t]	[t]	[-]	[-]
Pontile galleggiante	1,31	0,93	0,93	2,00	0,55	30,00	3,07	1,38	2,13

5.5 Dimensionamento e verifica degli ancoraggi

I corpi morti realizzati in calcestruzzo, saranno provvisti di punti di forza, realizzati mediante tondi lisci in acciaio B450c, sagomati, annegati nel corpo cementizio a metà dell'elemento. Le funzioni di gancio di ancoraggio e di amarro potranno anche essere assolve da un unico spezzone di catena opportunamente dimensionato per garantire il sollevamento e la movimentazione del corpo morto e il collegamento alla catena d'ormeggio tramite perno.

Dimensionamento spezzone di catena Lo spezzone di catena che assolve la funzione sia di gancio di amarro che di ancoraggio, è opportunamente dimensionato sia per resistere all'azione del tiro che all'azione del peso proprio del corpo morto durante il sollevamento in fase di varo. Lo spezzone di catena sarà costituito di acciaio B450 C avente una tensione di rottura 540 N/mm² e il carico agente sarà considerato, a favore di sicurezza, il maggiore tra peso del corpo morto fuori acqua e tiro agente massimo agente sul gancio.

Si ricava la sezione minima del gancio come:

$$A_{min} = N / \sigma_{amm}$$

Dalla quale si ricava un diametro minimo:

$$\Phi_{min} = 2r = 2\sqrt{A_{min}/\pi}$$

A favore di sicurezza contro la corrosione si utilizzerà un diametro maggiorato rispetto al minimo ricavato, anche in funzione delle successive verifiche taglio e trazione del materiale.

Dimensione posto barca	DIMENSIONAMENTO GANCI DI AMARRO						
	peso corpo morto fuori dall'acqua	Azione su singolo gancio		Tensione ammissibile su singolo gancio	Sezione minima gancio	Diametro minimo gancio	Diametro scelto
	W	W_{gancio}	W_{gancio}	σ_{amm}	A_{min}	ϕ_{min}	ϕ
	[t]	[Kg]	[N]	[N/mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]
6,00	3,11	3110,40	30513,02	360	84,76	10,39	20,00
8,00	3,11	3110,40	30513,02	360	84,76	10,39	20,00
10,00	5,28	5280,00	51796,80	360	143,88	13,53	24,00
12,00	5,28	5280,00	51796,80	360	143,88	13,53	24,00
pontile	5,28	5280,00	51796,80	360	143,88	13,53	26,00

Figura 12 Dimensionamento dei ganci di ancoraggio

Dimensione posto barca	DIMENSIONAMENTO GANCIO DI ANCORAGGIO							
	peso corpo morto fuori dall'acqua	Tiro massimo	Azione max sul gancio		Tensione ammissibile acciaio	Sezione minima gancio	Diametro minimo gancio	Diametro scelto
	W	T	E	E	σ_{amm}	A_{min}	ϕ_{min}	ϕ
	[t]	[t]	[t]	[N]	[N/mm ²]	[mm ²]	[mm]	[mm]
6,00	3,11	0,36	3,11	30513,02	360	84,76	10,39	20,00
8,00	3,11	0,38	3,11	30513,02	360	84,76	10,39	20,00
10,00	5,28	1,85	5,28	51796,80	360	143,88	13,53	26,00
12,00	5,28	2,78	2,78	51796,80	360	143,88	13,53	26,00
pontile	5,28	2,67	2,67	26192,70	360	72,76	9,62	32,00

Figura 13 Dimensionamento dei ganci di ancoraggio in caso di corpi morti senza palo

5.5.1 Verifiche di resistenza

Verifica a trazione

Come indicato al 4.2.4.1.2.1 delle NTC 2018, l'azione assiale di progetto N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

La resistenza di progetto a rottura della sezione si ricava come:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Verifica a taglio

Come indicato al 4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018, il valore di progetto dell'azione tagliante V_{Ed} deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \approx 0,6 \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio.

Dimensione posto barca	VERIFICA A TAGLIO GANCI DI ANCORAGGIO						
	peso corpo morto fuori dall'acqua	Tiro massimo	Angolo di tiro	Azione Sollecitante	Sezione gancio	Azione Resistente	Verifica (<1)
	W	T	φ	Fv,Ed	A	Rv,Rd	Fv,Ed/Rv,Rd
	[t]	[t]	[°]	[N]	[mm ²]	[N]	
6,00	3,11	0,36	45,00	2481,45	314,16	81430,08	0,03
8,00	3,11	0,38	45,00	2611,13	314,16	81430,08	0,03
10,00	5,28	1,85	45,00	12842,16	530,93	137616,84	0,09
12,00	5,28	2,78	45,00	19256,23	530,93	137616,84	0,14
pontile	5,28	2,67	45,00	18521,04	804,25	208461,01	0,09

VERIFICA A TRAZIONE GANCI DI ANCORAGGIO						
Verifica (<1)	Tiro massimo	Angolo di tiro	Azione Sollecitante	Sezione gancio	Azione Resistente	Verifica (<1)
Fv,Ed/Rv,Rd	T	φ	Fv,Ed	A	Rv,Rd	Fv,Ed/Rv,Rd
	[Kg]	[°]	[N]	[mm ²]	[N]	
0,03	0,36	45,00	32994,48	314,16	122145,12	0,27
0,03	0,38	45,00	33124,16	314,16	122145,12	0,27
0,09	1,85	45,00	64638,96	530,93	206425,26	0,31
0,14	2,78	45,00	71053,03	530,93	206425,26	0,34
0,09	2,67	45,00	70317,84	804,25	312691,51	0,22

Figura 14 Verifiche a taglio e trazione sui ganci di ancoraggio

Come risulta dalla soprastante Figura 14 le verifiche risultano soddisfatte coi diametri di catena scelti.