



Regione Lazio
Comune di Anzio (RM)



CAPO D'ANZIO S.p.A.
C.D.M. n. 6586/2011

PROGETTAZIONE ESECUTIVA

FASE 3 - DARSENA SUD

Proponente:



Marina di
Capo d'Anzio

Amministratore Delegato
Avv. Antonio Bufalari

Titolo elaborato:

**OPERE MARITTIME
RELAZIONE DI CALCOLO
BANCHINE**

Progettazione:



Marinedi S.r.l.

Ing. Renato Marconi

Arch. Vittoria Biego



**Regione Lazio
Comune di Anzio (RM)**

**Proponente: Capo d'Anzio S.p.A.
Progettazione: Marinedi S.r.l.**

***Marina di Capo d'Anzio
C.D.M. n. 6586/2011***

**PROGETTAZIONE ESECUTIVA
FASE 3
DARSENA SUD**

Relazione di Calcolo Banchine

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

INDICE:

1.	PREMESSA	4
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1.	Azioni sulle costruzioni	5
2.2.	Terreni, rocce, opere di sostegno e di fondazione	6
2.3.	Elaborati tecnici	7
3.	MATERIALI	8
3.1.	Calcestruzzo strutturale e non strutturale	8
3.2.	Terreni di rinfianco e d'imposta dei muri di banchina	8
3.3.	Materiale di riempimento dell'elemento prefabbricato Cassone	9
4.	AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO	10
4.1.	Carico di banchina	10
4.2.	Tiro alla bitta	10
4.3.	Sisma	12
5.	DETERMINAZIONE ANALITICA DELLE AZIONI	13
5.1.	Spinta del terreno in condizioni statiche	13
5.2.	Spinta del terreno in condizioni statiche indotta dal sovraccarico di banchina	13
5.3.	Tiro alla bitta	14
5.4.	Spinta del terreno in condizioni sismiche	14
5.5.	Spinta del terreno in condizioni sismiche indotta dal carico di banchina	16
5.6.	Spinta idrodinamica indotta dal sisma	16
5.7.	Forze di massa indotte dal sisma	17
6.	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	18
6.1.	Coefficienti di combinazione delle azioni adottati	20
6.2.	Coefficienti parziali adottati per le azioni, per le resistenze e per le verifiche	20
6.3.	Verifiche allo scorrimento	21
6.4.	Verifiche al ribaltamento	22
6.5.	Verifiche della capacità portante in condizioni drenate	22
7.	VERIFICHE BANCHINA A CASSONE MONOCELLA: SEZIONE G - G	24

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

7.1.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	33
7.1.1.	Verifica allo scorrimento	33
7.1.2.	Verifica al ribaltamento.....	34
7.1.3.	Verifica di capacità portante in condizioni drenate	35
7.2.	Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)	37
7.2.1.	Verifica allo scorrimento	37
7.2.2.	Verifica al ribaltamento.....	38
7.2.3.	Verifica di capacità portante in condizioni drenate	40
8.	VERIFICHE BANCHINA A CASSONE: SEZIONE H – H.....	42
8.1.	Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU).....	52
8.1.1.	Verifica allo scorrimento	52
8.1.2.	Verifica al ribaltamento.....	53
8.1.3.	Verifica di capacità portante in condizioni drenate	54
8.2.	Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita	56
8.2.1.	Verifica allo scorrimento	56
8.2.2.	Verifica al ribaltamento.....	57
8.2.3.	Verifica di capacità portante in condizioni drenate	59
9.	BIBLIOGRAFIA	61

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

1. PREMESSA

Il presente elaborato, redatto in conformità all'art. 26 del d.P.R. 207/2010, rappresenta la relazione tecnica di calcolo marittimo delle banchine previste nel Progetto Esecutivo – Fase 3 della realizzazione della darsena sud della Marina di Capo d'Anzio (RM). Nell'elaborato in oggetto vengono esplicitate le verifiche previste dal D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” ed alla normativa riportata nel par. 2.

Nel seguito viene esplicitato il calcolo delle seguenti opere:

- Banchina a cassone prefabbricato con celle antirisacca: Sez. G-G dell'area cantieri navali;
- Banchina a cassone prefabbricato con celle antirisacca: Sez. H-H della banchina traghetti;

A valle del calcolo delle azioni agenti sulle opere sopra elencate, si riportano le verifiche di stabilità alla traslazione, alla rotazione ed allo schiacciamento dei terreni d'imposta.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione delle opere in oggetto è condotta nel rispetto alle norme riportate di seguito.

2.1. **Azioni sulle costruzioni**

- **D.M. 17 gennaio 2018**
Norme tecniche sulle costruzioni

- **UNI EN 1998-5 DEL 01/01/2005**
Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

- **O.P. Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 e succ. agg.**
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

- **Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Serv. Tecn. Centrale, 12/1996**
Linee guida sul calcestruzzo strutturale

- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996 e succ. agg.**
Norme tecniche per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi.
Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- **D.M. LL.PP. del 09/01/1996**
Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- **Circ.Min. LL.PP. del 24/06/1993, n° 37406/STC**
Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al D.M. 14/02/1992.

- **D.M. LL.PP. del 14/02/1992**
Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

▪ **D.M. LL.PP. del 03/12/1987**

Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.

▪ **D.M. LL.PP. del 12/02/1982**

Aggiornamento delle norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, dei carichi e sovraccarichi.

▪ **Circ.Min. LL.PP. del 24/05/1982, n° 22631**

Istruzioni relative ai carichi, ai sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni.

▪ **Circolare Min. LL.PP. n. 11951 14/02/1974**

Istruzioni per l'applicazione delle “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.”

▪ **Legge del 05/11/1971, n° 1086**

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

2.2. Terreni, rocce, opere di sostegno e di fondazione

▪ **D.M. LL.PP. del 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

▪ **Circ.Min.LL.PP. del 24/09/1988, n° 30483**

Ministero LL.PP. Legge 02/02/1974, n° 64 art. 1 – D.M.LL.PP. 11/03/1988 – Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

2.3.Elaborati tecnici

▪ **CNR 10024 n° 160 del 06/10/1986**

Analisi delle strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

▪ **UNI 936 Settembre 1986**

Disegni tecnici – Formati e disposizioni degli elementi grafici dei fogli da disegno.

▪ **UNI 938 Settembre 1981**

Disegni tecnici – Piegatura dei fogli.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

3. MATERIALI

3.1. Calcestruzzo strutturale e non strutturale

Per il calcestruzzo degli elementi prefabbricati e dei getti in opera sono stati assunti i seguenti pesi di volume:

- Peso di volume asciutto: $\gamma_c = 24.50 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma_{c'} = 14.45 \text{ kN/m}^3$

Per gli elementi in cls magro si prevede:

- Peso di volume asciutto: $\gamma_c = 23.50 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma_{c'} = 13.45 \text{ kN/m}^3$

3.2. Terreni di rinfianco e d'imposta dei muri di banchina

Le caratteristiche geo-meccaniche del tout venant di cava impiegato per il rinfianco alle spalle degli elementi prefabbricati (Cassone; Massi Sovrapposti) sono le seguenti:

- Peso specifico dei granuli (scheletro solido): $\gamma_s = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Porosità: $n = 0.40$
- Peso secco dell'unità di volume: $\gamma_d = 15.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso saturo dell'unità di volume: $\gamma_{\text{sat}} = 19.02 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma' = 8.97 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito: $\gamma' = 40^\circ$
- Coesione: $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Le caratteristiche geo-meccaniche del materiale impiegato per lo scanno d'imbasamento degli elementi prefabbricati (Cassone; Massi Sovrapposti) sono le seguenti:

- Peso specifico dei granuli (scheletro solido): $\gamma_s = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Porosità: $n = 0.40$
- Peso secco dell'unità di volume: $\gamma_d = 15.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso saturo dell'unità di volume: $\gamma_{\text{sat}} = 19.02 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma' = 8.97 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito: $\gamma' = 45^\circ$
- Coesione: $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Il terreno di fondazione sottostante lo scanno d'imbasamento della banchina, in base al punto 3.2.2 delle NTC/2018 ricade all'interno della categoria "C" – *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s”* (vedasi a tale proposito l'elab. RS-01 del P.D. “Relazione geologica, geotecnica, idraulica, idrogeologica, sedimentologica e sismica” redatta a cura dell'ing. Q. Napoleoni nel Giugno 2008).

3.3. Materiale di riempimento dell'elemento prefabbricato Cassone

Le caratteristiche geo-meccaniche del tout venant di cava impiegato per il riempimento dell'elemento prefabbricato Cassone sono le seguenti:

- Peso specifico dei granuli (scheletro solido): $\gamma_s = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Porosità: $n = 0.40$
- Peso secco dell'unità di volume: $\gamma_d = 15.00 \text{ kN/m}^3$
- Peso saturo dell'unità di volume: $\gamma_{\text{sat}} = 19.02 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso: $\gamma' = 8.97 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito: $\gamma' = 40^\circ$
- Coesione: $c = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

4. AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO

4.1. Carico di banchina

Il valore del sovraccarico accidentale di banchina (Δq_b) è stato considerato pari a 20 KN/m².

4.2. Tiro alla bitta

Per quanto riguarda la valutazione delle azioni esercitate dalle imbarcazioni sulle banchine durante la fase di ormeggio, si è adottata la metodologia indicata da Tobiasson e Kollmeyer nel testo “Marinas and small craft harbors”. Nel caso in esame si sono trascurate le azioni indotte dalle correnti e dal moto ondoso sulle imbarcazioni, mentre si sono prese in considerazione le condizioni più sfavorevoli di esposizione ai venti regnanti. In particolare si è ipotizzata una velocità del vento massima al suolo pari a 27 m/s, proveniente dalla direzione più sfavorevole dal punto di vista del calcolo delle azioni indotte sull'imbarcazione (pressoché ortogonale alla banchina). La relazione riportata nel testo sopracitato per il calcolo della forza impressa dal vento sull'imbarcazione è di seguito riportata:

$$F = 0.72 E D S V^2 \quad (1)$$

in cui:

- $E = 1.00 A_L$ è l'area di calcolo (vessel end area), con A_L area laterale dell'imbarcazione di progetto;
- D è il coefficiente di direzione (direction factor) il cui valore è ricavabile dal grafico riportato nella Figura 1 in funzione della direzione di provenienza del vento
- S è il coefficiente di schermatura (shielding factor) operata dalle altre imbarcazioni ($0 < S < 1$);
- V è la velocità del vento a terra (terrain air velocity).

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

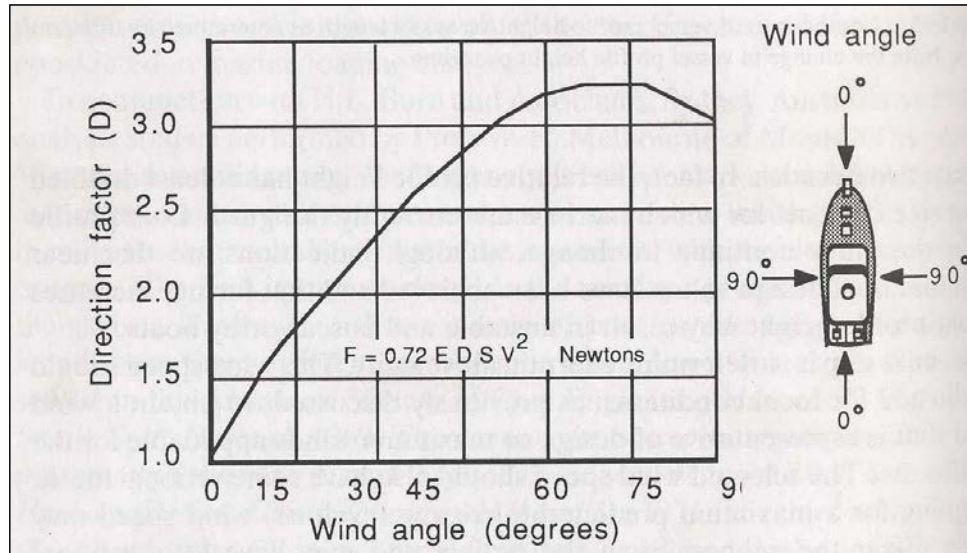


Figura 1. Valore del coefficiente *D* al variare della direzione del vento.

Sez. G-G: Area Cantieri Navali

Considerata una imbarcazione di 21 m di lunghezza fuori tutto con un'area laterale A_L pari a 84 m^2 , assegnato al coefficiente *D* il massimo valore ricavabile dalla Figura 1 pari a 3.25 ed assunto cautelativamente il valore unitario per il coefficiente *S*, attraverso la relazione (1) si è ricavata la forza impressa dal vento sull'imbarcazione di progetto, di intensità pari a $F = 143.3 \text{ kN}$.

Sez. H-H: Banchina traghetti

Considerata una imbarcazione da 70 m di lunghezza fuori tutto con un'area laterale A_L pari a 490 m^2 , assegnato al coefficiente *D* il massimo valore ricavabile dalla Figura 1 pari a 3.25 ed assunto cautelativamente il valore unitario per il coefficiente *S*, attraverso la relazione (1) si è ricavata la forza impressa dal vento sull'imbarcazione di progetto, di intensità pari a $F = 835.9 \text{ kN}$.

Tali azioni vengono schematizzate come forze orizzontali agenti sul coronamento del muro-cassone in direzione ortogonale al filo banchina

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

4.3.Sisma

Il terreno presente nell'area in oggetto, in mancanza di specifiche prove sismiche sperimentali, può essere ragionevolmente riferito alla categoria C di cui al 3.2.

Nel dettaglio, ai fini della stessa normativa, per ogni sito si dovranno fornire i parametri sismici necessari per la determinazione delle azioni sismiche, quali:

- a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_C^* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

A tale proposito, i valori a_g , F_0 , e T_C^* riportati di seguito sono stati ricavati, per il sito in esame, dall'Allegato B della NTC 2008, valido anche per la vigente normativa.

- $a_g = 0.164 \text{ g}$
- $F_0 = 2.647$
- $T^*C = 0.323 \text{ sec}$

Nel caso specifico delle opere di sostegno del terreno, si considera, ai fini sismici, il solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

**Progettazione Esecutiva
Fase 3**

Relazione di calcolo banchine

5. DETERMINAZIONE ANALITICA DELLE AZIONI

5.1. Spinta del terreno in condizioni statiche

La spinta del terreno in condizioni statiche ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$S_T = \frac{1}{2} k_a \gamma_{sat} H_d^2 + k_a \gamma_{sat} H_d H_s + \frac{1}{2} k_a \gamma' H_s^2 \quad (2)$$

$$M_{Tr} = \frac{1}{2} k_a \gamma_{sat} H_d^2 \times \left(H_s + \frac{H_d}{3} \right) + k_a \gamma_{sat} H_d H_s \times \frac{H_s}{2} + \frac{1}{2} k_a \gamma' H_s^2 \times \frac{H_s}{3} \quad (3)$$

con:

- k_a coefficiente di spinta attiva calcolato con la teoria di Rankine;
- γ_{sat} peso saturo dell'unità di volume del terreno di rinfianco;
- γ' peso immerso dell'unità di volume del terreno di rinfianco;
- H_d altezza asciutta del terreno (al di sopra del l.m.m.);
- H_s altezza satura del terreno (al di sotto del l.m.m.).

5.2. Spinta del terreno in condizioni statiche indotta dal sovraccarico di banchina

La spinta del terreno in condizioni statiche indotta dalla presenza del sovraccarico accidentale sul terrapieno alle spalle del muro di banchina ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$S_Q = k_a \Delta q_b (H_d + H_s) \quad (6)$$

$$M_{Qr} = k_a \Delta q_b (H_d + H_s) \times \frac{(H_d + H_s)}{2} \quad (7)$$

con:

- k_a coefficiente di spinta attiva calcolato con la teoria di Rankine;
- Δq_b sovraccarico accidentale sul terrapieno alle spalle della banchina;
- H_d altezza asciutta del terreno (al di sopra del l.m.m.);

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

- H_s altezza satura del terreno (al di sotto del l.m.m.).

5.3. Tiro alla bitta

Per quanto esposto nel par. 4.3, il massimo tiro alla bitta è stato posto pari a $T=143.3$ kN per la sezione G - G e 835.9 kN per la sezione H - H. Tale azione, schematizzata come una forza orizzontale agente sul coronamento del muro-cassone in direzione ortogonale al filo banchina, genera un momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) pari a:

$$M_{\text{Bitta}} = T_{\text{bitta}} \cdot H \quad (8)$$

dove H è l'altezza complessiva del muro-cassone + l'altezza della sovrastruttura.

5.4. Spinta del terreno in condizioni sismiche

La spinta del terreno in condizioni sismiche ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$S_{\text{Ter}} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v)K_{AD}\gamma_{\text{sat}}H_d^2 + (1 \pm k_v)K_{AS}\gamma_{\text{sat}}H_dH_s + \frac{1}{2}(1 \pm k_v)K_{AS}\gamma'H_s^2 \quad (9)$$

$$M_{\text{Ter}} = \frac{1}{2}(1 \pm k_v)K_{AD}\gamma_{\text{sat}}H_d^2 \times \left(H_s + \frac{H_d}{3} \right) + (1 \pm k_v)K_{AS}\gamma_{\text{sat}}H_dH_s \times \frac{H_s}{2} + \frac{1}{2}(1 \pm k_v)K_{AS}\gamma'H_s^2 \times \frac{H_s}{3} \quad (10)$$

dove:

- k_v è il coefficiente sismico verticale previsto dal D.M.17/01/2018;
- K_{AD} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sopra del livello marino (teoria di Mononobe-Okabe);
- K_{AS} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sotto del livello marino (teoria di Mononobe-Okabe);
- γ_{sat} è il peso saturo dell'unità di volume del terreno di rinfianco;
- γ è il peso di volume immerso del terreno di rinfianco;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del livello marino);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del livello marino).

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Il coefficiente di spinta del terreno è valutato per sisma agente verso l'alto \uparrow (-) e per sisma agente verso il basso \downarrow (+), nei due casi di terreno al di sopra ed al di sotto del livello marino attraverso l'espressione di Mononobe-Okabe:

$$K_{a,MO}^{\pm} = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (11)$$

dove:

- $\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \right)$ valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;
- $\gamma_{\phi'}$ coefficiente di resistenza geotecnica previsto dal D.M. 17/01/2018;
- ψ è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte;
- β è l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno;
- $\delta_d = 0$ valore di progetto dell'angolo di attrito tra terreno e muro;
- θ è l'angolo definito nell'espressione riportata di seguito:

nel caso di terreni in condizioni drenate sotto falda:

$$\theta = \arctan \left[\frac{\gamma_{sat} \cdot k_h}{\gamma' (1 \pm k_v)} \right] \quad (12)$$

nel caso di terreni sopra falda:

$$\theta = \arctan \left[\frac{k_h}{(1 \pm k_v)} \right] \quad (13)$$

con k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale previsti dal D.M. 17/01/2018.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

5.5. Spinta del terreno in condizioni sismiche indotta dal carico di banchina

La spinta del terreno in condizioni sismiche indotta dal sovraccarico accidentale Δq_b ed il relativo momento ribaltante rispetto al piede esterno dell'opera (lato mare) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$F_{Acc} = (1 \pm k_v) K_{AD} \Delta q_b H_d + (1 \pm k_v) K_{AS} \Delta q_b H_s \quad (14)$$

$$M_{Acc} = (1 \pm k_v) K_{AD} \Delta q_b H_d \times \left(\frac{H_d}{2} + H_s \right) + (1 \pm k_v) K_{AS} \Delta q_b H_s \times \frac{H_s}{2} \quad (15)$$

dove:

- k_v è il coefficiente sismico verticale;
- K_{AD} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sopra del livello marino (teoria di Mononobe-Okabe);
- K_{AS} è il coefficiente di spinta attiva statico + dinamico del terreno al di sotto del livello marino (teoria di Mononobe-Okabe);
- γ_{sat} è il peso saturo dell'unità di volume del terreno di rinfianco;
- γ' è il peso di volume immerso del terreno di rinfianco;
- H_d è l'altezza asciutta del terreno (al di sopra del l.m.m.);
- H_s è l'altezza satura del terreno (al di sotto del l.m.m.).

5.6. Spinta idrodinamica indotta dal sisma

La pressione dell'acqua dovuta ad effetti idrodinamici indotti dal sisma ed agente sulle pareti esterne del muro, può essere determinata attraverso la relazione ricavata da Westergaard (1931):

$$q(z) = m \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot z} \quad (16)$$

dove:

- k_h è il coefficiente di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M.17/01/2018;
- γ_w è il peso specifico dell'acqua marina valutato in kN/m^3 ;
- H_w è il tirante idrico espresso in metri;

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

- z è l'affondamento idrico determinato rispetto al l.m.m. e viene espresso in metri.

La risultante delle pressioni idrodinamiche, determinata per integrazione lungo z dell'equazione precedente, assume la seguente espressione:

$$F_w = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \quad (17)$$

La spinta idrodinamica F_w ha verso concorde con le forze d'inerzia orizzontali agenti sul muro di banchina e va applicata ad una distanza dal piede della parete pari a $0,4 H_w$.

5.7. Forze di massa indotte dal sisma

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

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

dove:

- W è il peso del singolo elemento della struttura;
- k_h e k_v coefficienti sismici orizzontale e verticale previsti dal D.M. 17/01/2018.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

6. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Le verifiche dei muri di banchina sono state condotte, in conformità a quanto disposto dal D.M. 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” e nel rispetto della normativa riportata nel par. 2, attraverso il metodo dei coefficienti parziali secondo cui gli effetti delle condizioni di carico non devono superare quelle compatibili con lo stato limite considerato. Nelle verifiche agli Stati Limite Ultimi quanto detto si traduce nel rispetto della seguente disequazione:

$$E_d \leq R_d \quad (18)$$

dove:

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

L'effetto delle azioni e della resistenza possono essere espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d , mentre nella formulazione della resistenza compare un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad (19)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right] \quad (20)$$

I valori delle azioni di progetto possono essere esplicitate mediante le seguenti combinazioni:

Combinazione SLU: $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \dots$

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

dove:

- G_1 sono i carichi permanenti strutturali;
- G_2 sono i carichi permanenti non strutturali;
- E azione sismica;

**Progettazione Esecutiva
Fase 3**

Relazione di calcolo banchine

- Q_{k1} azione variabile dominante;
- Q_{kj} azioni variabili restanti;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili;
- γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- ψ_{0j}, ψ_{2j} coefficienti di combinazione delle azioni.

Per le opere in progetto la verifica condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata secondo l'Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle:

Tabella 1 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

	Effetto	Coefficiente parziale	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G2	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi'k$	$\gamma_{\phi'}$	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	$\gamma\gamma$	$\gamma\gamma$	1.0	1.0

**Progettazione Esecutiva
Fase 3**

Relazione di calcolo banchine

Tabella 3 Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale R3
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1.15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1.4$

6.1. Coefficienti di combinazione delle azioni adottati

Nelle verifiche riportate nei paragrafi successivi, sono stati utilizzati i seguenti coefficienti di combinazione delle azioni:

Tabella 4 Coefficienti di combinazione dei carichi accidentali utilizzati

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{2j}
Sovraccarico di banchina	0.7	0.3
Tiro alla bitta	0.6	0

I valori dei coefficienti di combinazione del tiro alla bitta sono stati associati per analogia quello previsto dal D.M. 17/01/2018 per il vento ($\Psi_{0j}=0.6, \Psi_{2j}=0$).

6.2. Coefficienti parziali adottati per le azioni, per le resistenze e per le verifiche

Nel seguito vengono riportati sinteticamente tutti i coefficienti parziali utilizzati nelle verifiche di stabilità dei muri di banchina, mediante Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3):

Tabella 5 Coefficienti parziali per la verifica allo scorrimento.

A1				M1		R3
$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G2, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_Y	γ_R
1.00	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.10
peso proprio	spinta terreno	spinta Δq_b	Tiro	terreno	terreno	scorrimento

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Tabella 6 Coefficienti parziali per la verifica al ribaltamento.

A1				M1		R3
$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G2, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1.00	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.15
peso proprio	spinta terreno	spinta Δqb	Tiro	terreno	terreno	ribaltamento

Tabella 7 Coefficienti parziali per la verifica di capacità portante.

A1				M1		R3
$\gamma_{G1, fav}$	$\gamma_{G2, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$	$\gamma_{Q, sfav}$	$\gamma_{\phi'}$	γ_{γ}	γ_R
1.00	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	2.30
peso proprio	spinta terreno	spinta Δqb	Tiro	terreno	terreno	schacciamento

In ottemperanza a quanto disposto dal D.M. 17 gennaio 2018, i coefficienti parziali relativi alle azioni ed adottati nelle verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, combinazione sismica ($E+G_1+G_2+P+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$), sono sempre unitari. Infine per i coefficienti parziali relativi ai materiali ed alle resistenze si adottano quelli utilizzati nelle verifiche allo SLU. Per la verifica al ribaltamento in condizioni sismiche inoltre, si considera un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito incrementato del 50%, come prescritto dalla NTC 2018.

6.3. Verifiche allo scorrimento

La condizione di stabilità alla traslazione dei muri di banchina è stata accertata verificando la condizione:

$$R_d / E_d > 1$$

dove:

- R_d è dato dal prodotto della risultante della combinazione delle forze favorevoli per il coefficiente di attrito μ
- E_d è la risultante della combinazione delle forze sfavorevoli.

Per il coefficiente di attrito μ si assumono i seguenti valori:

- $M = \tan(\phi_d)$ nel caso di verifica rispetto alla base della fondazione dell'intero muro, essendo ϕ_d l'angolo di attrito interno di progetto del terreno, ottenuto come:

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

$$\phi_d = \arctan\left(\frac{\tan(\phi_k)}{\gamma_{\phi'}}\right)$$

ove $\gamma_{\phi'}$ è il coefficiente parziale riportato nella Tab. 6.2.II delle NTC 2018 dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici;

- $\mu_{\text{cls-cls}} = 0,4$ nel caso di verifica rispetto all'interfaccia masso-masso, essendo $\mu_{\text{cls-cls}}$ il coefficiente di attrito statico per il calcestruzzo

6.4. Verifiche al ribaltamento

La condizione di stabilità alla rotazione dei muri di banchina è stata accertata verificando la condizione:

$$R_d / E_d > 1$$

dove:

- R_d è dato dalla risultante della combinazione dei momenti favorevoli (stabilizzanti);
- E_d è la risultante della combinazione dei momenti sfavorevoli (ribaltanti).

6.5. Verifiche della capacità portante in condizioni drenate

La verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è stata accertata verificando la condizione:

$$R_d / E_d > 1$$

con:

- R_d coincidente con la tensione limite q_{lim} ammessa dal terreno;
- E_d pari alla pressione massima agente sul terreno in conseguenza dell'applicazione della combinazione delle azioni considerata.

Per la valutazione del carico unitario limite si adotta la formulazione di Brinch-Hansen per fondazione nastriforme e carico inclinato.

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

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

con:

- N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito ϕ' ;
- i_c, i_q, i_γ fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- d_c, d_q, d_γ fattori correttivi che dipendono dalla profondità del piano di posa;

Nelle verifiche effettuate, il coefficiente γ è stato assunto pari al peso saturo dell'unità di volume γ_{sat} , nel caso di piano di fondazione sopra il l.m.m., e coincidente al peso immerso dell'unità di volume γ' , nel caso di piano di fondazione posto sotto il l.m.m.. Non si considera il contributo offerto dalla presenza del masso guardiano o dei massi di protezione al piede; pertanto per il valore della pressione q agente a valle del muro ed a tergo del piano di fondazione si assume sempre il valore nullo. Tale scelta risulta cautelativa ed a vantaggio di sicurezza. Per il calcolo dei fattori di inclinazione i_q ed i_γ si adotta la formulazione di Hansen (1970), "(...) usando però un esponente 2 nell'espressione di i_q e di 3 in quella di i_γ , invece del 5..." come indicato nel testo "Foundation Analysis and Design" (Joseph E. Bowles, 1988). Rimossa l'ipotesi di carico baricentrico, il valore B' della base ridotta, definita come la minima superficie rispetto alla quale il carico risulta centrato (Meyerhof, 1953), è stato calcolato come:

- $B'=B-2e$ nel caso di sezione interamente reagente, con B larghezza della fondazione ed e eccentricità data da:

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M_A}{E_d}$$

ove M_A rappresenta la risultante dei momenti calcolati rispetto al polo di rotazione A ed E_d risultante delle azioni verticali;

- $B'=2u$ nel caso di parzializzazione della sezione di fondazione. In questo caso la larghezza della sezione reagente risulta pari al doppio della distanza u tra il punto di applicazione delle azioni verticali E_d ed il lembo compresso della sezione.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

7. VERIFICHE BANCHINA A CASSONE MONOCELLA: SEZIONE G - G

I muri di banchina del Marina di Capo d'Anzio sono stati verificati considerando un carico accidentale uniformemente distribuito sul terrapieno posto a tergo dell'elemento prefabbricato muro-cassone. A partire dallo schema riportato di seguito, relativo alla sezione G-G, sono state calcolate tutte le azioni agenti sulla struttura di banchina. Per la descrizione geometrica di dettaglio si rimanda agli elaborati grafici progettuali. Si riportano di seguito i risultati delle elaborazioni eseguite.

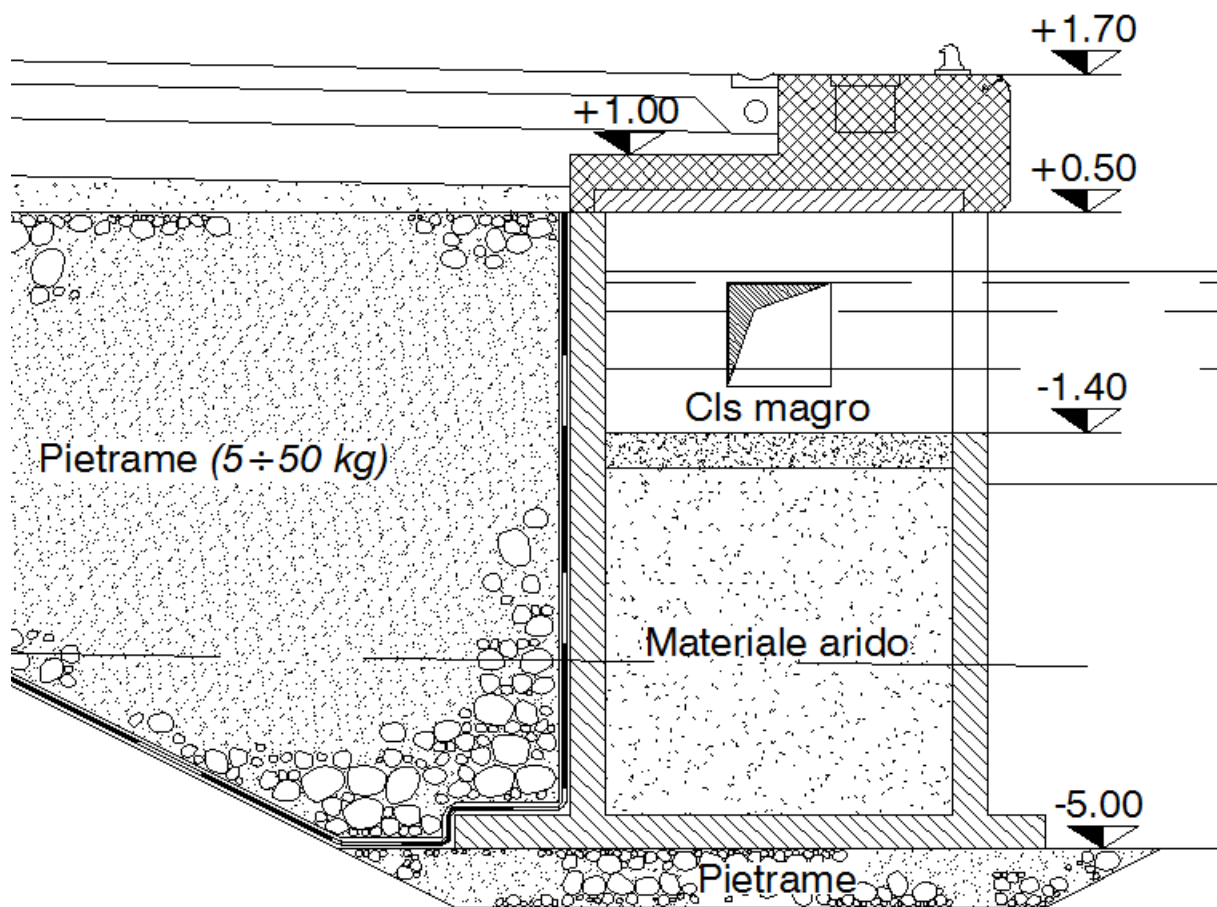


Figura 2. Schema geometrico della sezione G – G dell'area cantieri navali di Capo d'Anzio (Scala 1:100).

Nel caso in esame, sia il calcolo delle azioni che le relative verifiche sono state eseguite per un tratto di banchina di lunghezza pari a 4,5 m coincidente con lo sviluppo longitudinale del singolo elemento prefabbricato Muro-Cassone.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

AREA CANTIERI NAVALI: SEZ. G - G

Peso Proprio del Muro-Cassone e relativo momento rispetto al polo A (Figura 3)

Elementi	Componente statica						
	A [mq]	V [mc]	γ_c .a. [kN/mc]	γ'_c .a. [kN/mc]	Nstab [kN]	braccio [m]	Mstab [kNm]
Calcestruzzo							
elemento 1	1.53	6.89	-	14.45	99.49	2.55	253.70
elemento 3	1.41	6.35	-	14.45	91.69	3.95	362.16
elemento 3bis	0.15	0.68	24.5		16.54	3.95	65.32
elemento 5	1.00	4.50	-	14.45	65.03	0.65	42.27
elemento 6	0.90	4.05	-	13.45	54.47	2.30	125.29
elemento 7	3.39	15.26		14.45	220.43	2.30	507.00
elemento 7bis	1.50	6.75	24.5		165.38	2.30	380.36
elemento 8	0.42	1.09	-	14.45	15.78	0.65	10.26
elemento 8bis	0.15	0.39	24.5	-	9.56	0.65	6.21
elemento 10	1.90	8.55	24.5	-	209.48	2.20	460.85
elemento 11	1.40	6.30	24.5		154.35	1.30	200.66
Terreno	A [mq]	V [mc]	γ_t [kN/mc]	γ'_t [kN/mc]	Nstab [kN]	braccio [m]	Mstab [kNm]
elemento 2	4.70	21.15	-	8.97	189.72	4.60	872.69
elemento 9	0.50	2.25	19.02	-	42.80	4.60	196.86
elemento 4	9.00	40.50	-	8.97	363.29	2.30	835.56
				Risultanti	[kN]		[kNm]
					1543.62		4118.51

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

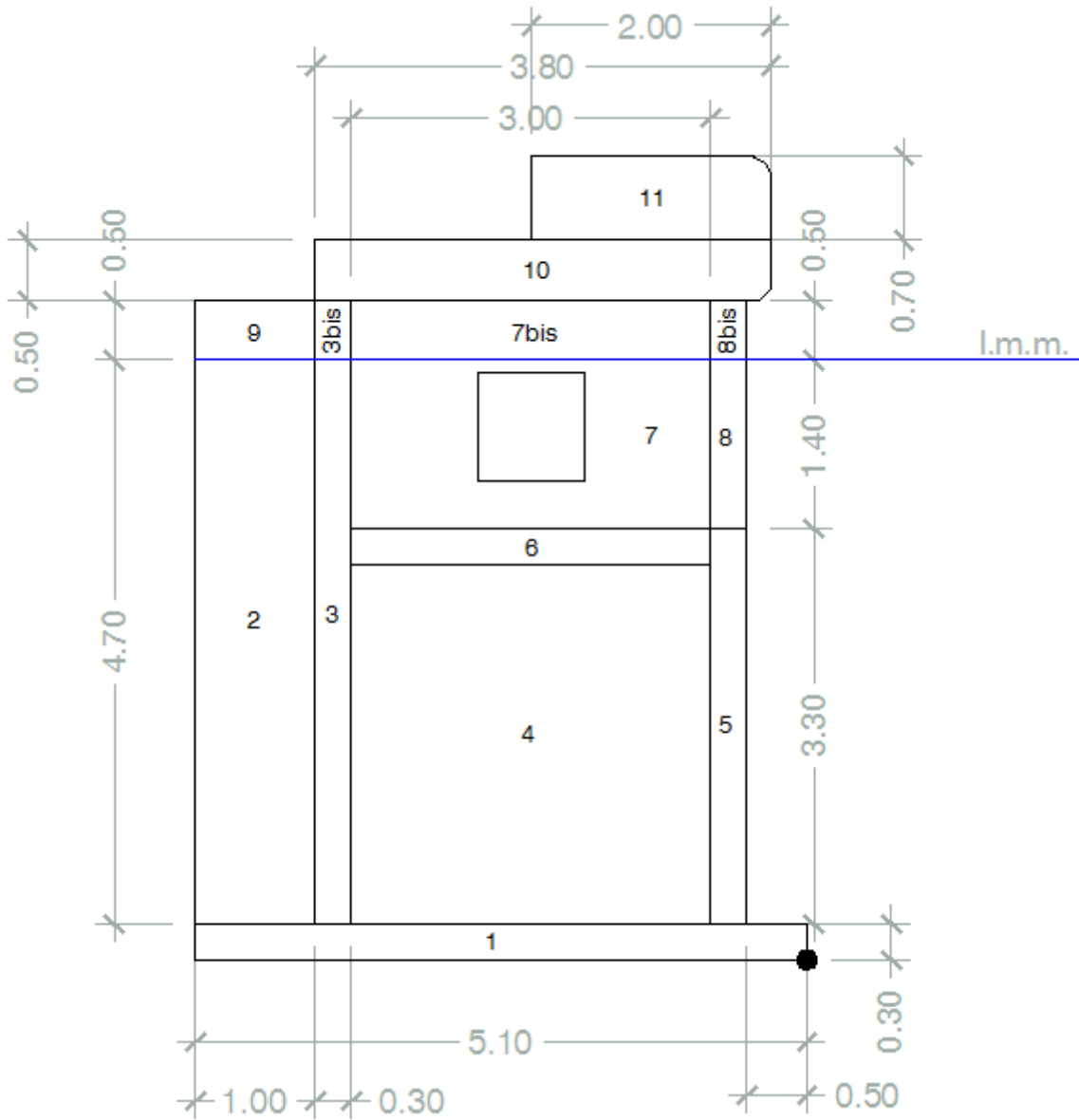


Figura 3. Sezione trasversale per il calcolo della forza peso di una porzione di banchina del Marina di Capo d'Anzio di lunghezza pari alla lunghezza dell'elemento Muro-Cassone.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Parametri sismici per il calcolo delle azioni

Verifiche di scorrimento e schiacciamento

Sisma verso l'alto		Sisma verso il basso		
β_m	0.380	β_m	0.380	
kh	0.008	kh	0.008	
kv (-)	0.004	kv (+)	0.004	
Ka,MOD	0.222	Ka,MOD	0.222	Sopra falda
SKa,MOS	0.228	Ka,MOS	0.228	Sotto falda

Verifica al ribaltamento

Sisma verso l'alto		Sisma verso il basso		
β_m	0.570	β_m	0.570	
kh	0.013	kh	0.013	
kv (-)	0.006	kv (+)	0.006	
Ka,MOD	0.225	Ka,MOD	0.225	Sopra falda
Ka,MOS	0.233	Ka,MOS	0.233	Sotto falda

Parametri geometrici per il calcolo delle azioni

altezza della parte al di sopra del l.m.m.	Hd [m]	1.5	altezza totale della struttura (include sovrastruttura)	Htot [m]	6.7
altezza della parte al di sotto del l.m.m.	Hs [m]	5	tirante	Hw [m]	5

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Spinta del terreno

<i>In assenza di sisma: K_a (rankine) = 0.217</i>							
Spinta terreno condizioni statiche	ST [kN/m]	4.65	31.02	24.38	60.05	270.23	[kN]
	bracci [m]	5.50	2.50	1.67			
Momento di ST condizioni statiche	MTr [kN]	25.59	77.55	40.63	143.77	646.97	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso l'alto ↑ (-) e verso il mare: per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>							
Spinta terreno sisma verso l'alto (-)	STsisma [kN/m]	4.74	32.37	25.44	62.55	281.48	[kN]
	bracci [m]	5.50	2.50	1.67			
Momento di Stsisma sisma verso l'alto (-)	MTsisma [kN]	26.05	80.93	42.41	149.39	672.24	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso il basso ↓ (+) e verso il mare: per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>							
Spinta terreno sisma verso il basso (+)	STsisma [kN/m]	4.78	32.63	25.65	63.06	283.76	[kN]
	bracci [m]	5.50	2.50	1.67			
Momento di Stsisma sisma verso il basso (+)	MTsisma [kN]	26.27	81.58	42.75	150.60	677.70	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

<i>In presenza di sisma verso l'alto ↑ (-) e verso il mare: per la verifica al ribaltamento</i>							
Spinta terreno sisma verso l'alto (-)	STsisma [kN/m]	4.78	33.07	25.99	63.85	287.31	[kN]
	bracci [m]	5.50	2.50	1.67			
Momento di Stsisma sisma verso l'alto (-)	MTsisma [kN]	26.29	82.68	43.32	152.29	685.31	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso il basso ↓ (+) e verso il mare: per la verifica al ribaltamento</i>							
Spinta terreno sisma verso il basso (+)	STsisma [kN/m]	4.84	33.46	26.30	64.61	290.73	[kN]
	bracci [m]	5.50	2.50	1.67			
Momento di Stsisma sisma verso il basso (+)	MTsisma [kN]	26.61	83.66	43.84	154.11	693.50	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

Spinta del terreno indotta dalla sovraccarico di banchina Δq_b

<i>In assenza di sisma: K_a (rankine) = 0.217</i>				
Spinta sovraccarico condizioni statiche	Sbanchina [kN/m]	28.27	127.20	[kN]
	braccio [m]	3.25		
Momento di Sbanchina condizioni statiche	Mbanchina [kN]	91.87	413.41	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso l'alto ↑ (-) e verso il mare: per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>						
Spinta sovraccarico sisma verso l'alto (-)	Ssovr,sisma [kN/m]	6.64	22.69	29.33	132.00	[kN]
	bracci [m]	5.75	2.50			
Momento di Ssovr sisma verso l'alto (-)	Msovr,sisma [kN]	38.19	56.73	94.92	427.13	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

<i>In presenza di sisma verso il basso ↓ (+) e verso il mare: per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>						
Spinta sovraccarico sisma verso il basso (+)	Ssovr,sisma [kN/m]	6.70	22.88	29.57	133.08	[kN]
	bracci [m]	5.75	2.50			
Momento di Ssovr sisma verso il basso (+)	Msovr,sisma [kN]	38.50	57.19	95.69	430.62	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso l'alto ↑ (-) e verso il mare: per la verifica al ribaltamento</i>						
Spinta sovraccarico sisma verso l'alto (-)	Ssovr,sisma [kN/m]	6.70	23.18	29.88	134.48	[kN]
	bracci [m]	5.75	2.50			
Momento di Ssovr sisma verso l'alto (-)	Msovr,sisma [kN]	38.53	57.96	96.49	434.21	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso il basso ↓ (+) e verso il mare: per la verifica al ribaltamento</i>						
Spinta sovraccarico sisma verso il basso (+)	Ssovr,sisma [kN/m]	6.78	23.46	30.24	136.09	[kN]
	bracci [m]	5.75	2.50			
Momento di Ssovr sisma verso il basso (+)	Msovr,sisma [kN]	39.01	58.65	97.65	439.45	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Spinta idrodinamica generata dal sisma

<i>Per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante e sisma agente verso il mare</i>				
Spinta idrodinamica indotta dal sisma	Swsisma [kN/m]	1.23	5.55	[kN]
	braccio [m]	2.00		
Momento della spinta idrodinamica indotta dal sisma	Mwsisma [kN]	2.47	11.10	[kNm]

Risultanti al metro

Risultanti

<i>Per la verifica al ribaltamento e sisma agente verso il mare</i>				
Spinta idrodinamica indotta dal sisma	Swsisma [kN/m]	1.85	8.32	[kN]
	braccio [m]	2.00		
Momento della spinta idrodinamica indotta dal sisma	Mwsisma [kN]	3.70	16.65	[kNm]

Risultanti al metro

Risultanti

Azione esercitata dal tiro alla bitta

Tiro alla bitta	Tbitta [kN]	143.29
Momento alla bitta	Mbitta [kNm]	960.06

Risultanti

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Forze di inerzia verticali e orizzontali

Elementi	<i>Per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>							
	fv.in+ [kN]	bracci [m]	Mvin+ [kNm]	fv.in- [kN]	Mvin- [kNm]	fh [kN]	bracci [m]	Mhin [kNm]
Calcestruzzo								
elemento 1	0.421	2.550	1.073	-0.421	-1.073	0.841	0.150	0.126
elemento 3	0.388	3.950	1.531	-0.388	-1.531	0.775	5.250	4.070
elemento 3bis	0.070	3.950	0.276	-0.070	-0.276	0.140	2.650	0.371
elemento 5	0.275	0.650	0.179	-0.275	-0.179	0.550	5.250	2.887
elemento 6	0.230	2.300	0.530	-0.230	-0.530	0.461	2.650	1.221
elemento 7	0.932	2.300	2.144	-0.932	-2.144	1.864	5.250	9.786
elemento 7bis	0.699	2.300	1.608	-0.699	-1.608	1.398	4.300	6.013
elemento 8	0.067	0.650	0.043	-0.067	-0.043	0.133	3.450	0.460
elemento 8bis	0.040	0.650	0.026	-0.040	-0.026	0.081	5.750	0.465
elemento 10	0.886	2.200	1.948	-0.886	-1.948	1.771	6.350	11.248
elemento 11	0.653	1.300	0.848	-0.653	-0.848	1.305	6.350	8.288
Terreno								
elemento 2	0.802	4.600	3.690	-0.802	-3.690	1.604	2.650	4.251
elemento 9	0.181	4.600	0.832	-0.181	-0.832	0.362	5.250	1.900
elemento 4	1.536	2.300	3.533	-1.536	-3.533	3.072	1.800	5.530
Risultanti	7.179		18.261	-7.179	-18.261	14.358		56.615

Elementi	<i>Per la verifica al ribaltamento</i>							
	fv. in + [kN]	bracci [m]	Mvin + [kNm]	fv. in - [kN]	Mvin + [kNm]	fh [kN]	bracci [m]	Mhin [kNm]
Calcestruzzo								
elemento 1	0.631	2.550	1.609	-0.631	-1.609	1.262	0.150	0.189
elemento 3	0.581	3.950	2.297	-0.581	-2.297	1.163	5.250	6.105
elemento 3bis	0.105	3.950	0.414	-0.105	-0.414	0.210	2.650	0.556
elemento 5	0.412	0.650	0.268	-0.412	-0.268	0.825	5.250	4.330
elemento 6	0.345	2.300	0.795	-0.345	-0.795	0.691	2.650	1.831
elemento 7	1.398	2.300	3.215	-1.398	-3.215	2.796	5.250	14.679
elemento 7bis	1.049	2.300	2.412	-1.049	-2.412	2.098	4.300	9.020
elemento 8	0.100	0.650	0.065	-0.100	-0.065	0.200	3.450	0.691
elemento 8bis	0.061	0.650	0.039	-0.061	-0.039	0.121	5.750	0.697
elemento 10	1.328	2.200	2.923	-1.328	-2.923	2.657	6.350	16.872
elemento 11	0.979	1.300	1.273	-0.979	-1.273	1.958	6.350	12.432
Terreno								
elemento 2	1.203	4.600	5.535	-1.203	-5.535	2.406	2.650	6.377
elemento 9	0.271	4.600	1.248	-0.271	-1.248	0.543	5.250	2.850
elemento 4	2.304	2.300	5.299	-2.304	-5.299	4.608	1.800	8.294
Risultanti	10.769		27.392	-10.769	-27.392	21.537		84.923

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

7.1. Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

7.1.1. Verifica allo scorrimento

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

	Coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{0j}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1.00	-	-	1543.62
Spinta terreno (ter)	1.50	-	270.23	-
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.50	0.70	127.20	-
Tiro alla bitta (bitt)	1.50	0.60	143.29	-
	$\phi'k$ [°]	$\phi'd$ [°]	μ	Coefficiente di attrito opera/terreno di imbasamento
	45	45	1	

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante		
Rd [kN]	$\gamma G_{1,fav} * \mu * F_v$	1543.62
Ed [kN]	$\gamma G_{2,sfav} * F_{o,ter} + \gamma Q_{sfav} * (F_{o,acc} + \psi_{02} * F_{o,bitt})$	725.12
Rd/Ed	2.13 > 1.10	SODDISFATTA

Combinazione di carico con tiro alla bitta accidentale dominante		
Rd [kN]	$\gamma G_{1,fav} * \mu * F_v$	1543.62
Ed [kN]	$\gamma G_{2,sfav} * F_{o,ter} + \gamma Q_{sfav} * (\psi_{04} * F_{o,acc} + F_{o,bitt})$	753.85
Rd/Ed	2.05 > 1.10	SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

7.1.2. Verifica al ribaltamento

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{0j}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	4118.51	-
Spinta terreno (ter)	1.50	-	-	646.97
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.50	0.70	-	413.41
Tiro alla bitta (bitt)	1.50	0.60	-	960.06

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante		
Rd [kN]	$\gamma G1, fav * Mstab$	4118.51
Ed [kN]	$\gamma G2, sfav * Mrib, ter + \gamma Q, sfav * (Mrib, acc + \psi_{02} * Mrib, bitt)$	2454.62
Rd/Ed	$1.68 > 1.15$	SODDISFATTA

Combinazione di carico con tiro alla bitta accidentale dominante		
Rd [kN]	$\gamma G1, fav * Mstab$	4118.51
Ed [kN]	$\gamma G2, sfav * Mrib, ter + \gamma Q, sfav * (\psi_{04} * Mrib, acc + Mrib, bitt)$	2844.62
Rd/Ed	$1.45 > 1.15$	SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

7.1.3. Verifica di capacità portante in condizioni drenate

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{0j}	Fo [kN]	Fv [kN]	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	-	1543.62	4118.51	-
Spinta terreno (ter)	1.50	-	270.23	-	-	646.97
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.50	0.70	127.20	-	-	413.41
Tiro alla bitta (bitt)	1.50	0.60	143.29	-	-	960.06

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante				
$e = B/2 - M_A/Ed$				
$M_A = \gamma G1, fav \cdot Mstab - \gamma G2, sfav \cdot Mrib, ter - \gamma Q, sfav \cdot (Mrib, Acc + \psi_{02} \cdot Mrib, bitt)$				
$B' = B - 2 \cdot e$				
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [m]
5.1	1543.62	1663.89	1.47	2.16
coesione efficace del pietrame di imbasamento c' [kPa]	peso immerso del pietrame di imbasamento γ' [kN/mc]	fattori di capacità portante		
0	9	Nq	Nc	N γ
		134.87	133.87	267.75
componente verticale del carico V [kN]	componente orizzontale del carico H [kN]	fattori correttivi per carichi inclinati		
1543.62	725.12	iq	ic	iy
		0.59	0.59	0.30
pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	D/B' = 0 Caso: D/B' < 1	fattori correttivi per la profondità		
0		dq	dc	dy
		1	1	1
Ed [kN]	$\gamma G1, fav \cdot Fv$			1543.62
Rd [kN]	$q_{lim} = L \cdot B' \cdot (c' \cdot Nc \cdot dc \cdot ic + q \cdot Nq \cdot dq \cdot iq + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot iy \cdot dy)$			7618.71
Rd/Ed	4.94 > 1.4			SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Combinazione di carico con tiro alla bitta accidentale dominante				
$e = B/2 - M_A/Ed$				
$M_A = \gamma G1, fav \cdot Mstab - \gamma G2, sfav \cdot Mrrib, ter - \gamma Q, sfav \cdot (\psi_{04} \cdot Mrrib, Acc + Mrrib, bitt)$				
$B' = B - 2 \cdot e$				
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [m]
5.1	1543.62	1273.89	1.72	1.65
coesione efficace del pietrame di imbasamento c' [kPa]	peso immerso del pietrame di imbasamento γ' [kN/mc]	fattori di capacità portante		
0	9	Nq 134.87	Nc 133.87	Ny 267.75
componente verticale del carico V [kN]	componente orizzontale del carico H [kN]	fattori correttivi per carichi inclinati		
1543.62	753.85	iq 0.57	ic 0.57	iy 0.29
pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	D/B' = 0 Caso: D/B' < 1	fattori correttivi per la profondità		
0		dq 1	dc 1	dy 1
Ed [kN]	$\gamma G1, fav \cdot Fv$			1543.62
Rd [kN]	$qlim = L \cdot B' \cdot (c' \cdot Nc \cdot dc \cdot ic + q \cdot Nq \cdot dq \cdot iq + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot Ny \cdot iy \cdot dy)$			4210.69
Rd/Ed	2.73 > 1.4			SODDISFATTA

$$N_q = tg^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{p \cdot tg \phi'} \quad (\text{Prandtl, 1921})$$

$$N_c = (N_q - 1) / tg \phi' \quad (\text{Reissner, 1924})$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg \phi' \quad (\text{Vesic, 1970})$$

$$i_q = [1 - 0.5 \cdot H / (V + B' \cdot L \cdot c' \cdot cotg \phi')]^2 \quad (\text{Hansen, 1970})$$

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (1 - N_q)] \quad (\text{Hansen-Vesic, 1973})$$

$$i_y = [1 - 0.7 \cdot H / (V + B' \cdot L \cdot c' \cdot cotg \phi')]^3 \quad (\text{Hansen, 1970})$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot D/B' \cdot tan \phi' \cdot (1 - sen \phi')^2 \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970})$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot D/B' \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970})$$

$$d_y = 1 \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970})$$

**Progettazione Esecutiva
Fase 3**

Relazione di calcolo banchine

7.2. Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)

7.2.1. Verifica allo scorrimento

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sisma verso l'alto (-) e verso il mare

	coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{2I}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1.00	-	-	1543.62
Spinta terreno (ter)	1.00	-	281.48	-
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	132.00	-
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	143.29	-
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	5.55	-
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	-6.53
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	13.05	-
$\phi'k$ [°]	$\phi'd$ [°]	μ	Coefficiente di attrito opera-terreno di imbasamento	
45	45	1		

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina		
Rd [kN]	$F_v + F_{v-}$	1537.10
Ed [kN]	$F_{o,ter} + F_{h+} + F_{o,w} + \psi_{24} * F_{o,acc}$	339.68
Rd/Ed	4.53 > 1.00	SODDISFATTA

**Progettazione Esecutiva
Fase 3**

Relazione di calcolo banchine

Sisma verso il basso (+) e verso il mare

	coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{2I}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1.00	-	-	1543.62
Spinta terreno (ter)	1.00	-	281.48	-
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	132.00	-
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	143.29	-
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	5.55	-
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	6.53
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	13.05	-
$\phi'k$ [°]	$\phi'd$ [°]	μ	Coefficiente di attrito opera-terreno di imbasamento	
45	45	1		

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina		
Rd [kN]	Fv + Fv+	1550.15
Ed [kN]	Fo,ter + Fh+ + Fo,w + ψ_{24} *Fo,acc	339.68
Rd/Ed	4.56 > 1.00	SODDISFATTA

7.2.2. Verifica al ribaltamento

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sisma verso l'alto (-) e verso il mare

	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{2I}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	4118.51	-
Spinta terreno (ter)	1.00	-	-	685.31
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	-	434.21
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	-	960.06
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	-	16.65
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	27.39
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	-	84.92

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante		
Rd [kN]	Mstab	4118.51
Ed [kN]	Mrib,ter + Mrib,w + Mrib,h + Mrib,v- + ψ_{24} *Mrib,acc	944.54
Rd/Ed	4.36 > 1.00	SODDISFATTA

Sisma verso il basso (+) e verso il mare

	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{21}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	4118.51	-
Spinta terreno (ter)	1.00	-	-	685.31
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	-	434.21
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	-	960.06
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	-	16.65
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	27.39	-
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	-	84.92

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante		
Rd [kN]	Mstab,pp + Mstab,v+	4145.90
Ed [kN]	Mrib,ter + Mrib,w + Mrib,h + Mrib,v- + ψ_{24} *Mrib,acc	917.15
Rd/Ed	4.36 > 1.00	SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

7.2.3. Verifica di capacità portante in condizioni drenate

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sisma verso l'alto (-) e verso il mare

	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{2l}	Fo [kN]	Fv [kN]	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	-	1543.62	4118.51	-
Spinta terreno (ter)	1.00	-	270.23	-	-	646.97
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	127.20	-	-	413.41
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	143.29	-	-	960.06
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	5.55	-	-	11.10
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	-6.53	-	18.26
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	13.05	-	-	18.26

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina				
$e = B/2 - M_A/Ed$				
$M_A = M_{stab} - (M_{rib,ter} + M_{rib,w} + \psi_{24} \cdot M_{rib,acc} + M_{rib,h} + M_{rib,v})$				
$B' = B - 2 \cdot e$				
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [m]
5.1	1537.10	3299.90	0.40	4.29
coesione efficace del pietrame di imbasamento c' [kPa]	peso immerso del pietrame di imbasamento γ' [kN/mc]	fattori di capacità portante		
0	9	Nq	Nc	N γ
		134.87	133.87	267.75
componente verticale del carico V [kN]	componente orizzontale del carico H [kN]	fattori correttivi per carichi inclinati		
1537.10	327.00	iq	ic	i γ
		1.00	1.00	0.62
pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	D/B' = 0 Caso: D/B' < 1	fattori correttivi per la profondità		
0		dq	dc	d γ
		1	1	1
Ed [kN]	Fv + Fv-			1537.10
Rd [kN]	$q_{lim} = L \cdot B' \cdot (c' \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma)$			61620.73
Rd/Ed	40.0 > 1.2			SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Sisma verso il basso (+) e verso il mare

	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{2j}	Fo [kN]	Fv [kN]	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	-	1543.62	4118.51	-
Spinta terreno (ter)	1.00	-	270.23	-	-	646.97
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	127.20	-	-	413.41
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	143.29	-	-	960.06
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	5.55	-	-	11.10
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	6.53	-	18.26	-
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	13.05	-	-	18.26

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina				
$e = B/2 - M_A/Ed$				
$M_A = M_{stab} - (M_{rib,ter} + M_{rib,w} + \psi_{24} \cdot M_{rib,acc} + M_{rib,h} + M_{rib,v^+})$				
$B' = B - 2 \cdot e$				
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [m]
5.1	1550.15	3336.42	0.40	4.30
coesione efficace del pietrame di imbasamento	peso immerso del pietrame di imbasamento	fattori di capacità portante		
c' [kPa]	γ' [kN/mc]	Nq	Nc	N_{γ}
0	9	134.87	133.87	267.75
componente verticale del carico V [kN]	componente orizzontale del carico H [kN]	fattori correttivi per carichi inclinati		
1550.15	327.00	iq	ic	iy
		1.00	1.00	0.62
pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	D/B' = 0 Caso: D/B' < 1	fattori correttivi per la profondità		
0		dq	dc	dy
		1	1	1
Ed [kN]	$F_v + F_v^+$			1550.15
Rd [kN]	$q_{lim} = L \cdot B' \cdot (c' \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot d_{\gamma})$			62210.09
Rd/Ed	40.13 > 1.2			SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

I coefficienti correttivi per il calcolo del carico limite sono stati determinati con le stesse formulazioni precedentemente indicate.

8. VERIFICHE BANCHINA A CASSONE: SEZIONE H – H

Si riporta di seguito lo schema della sezione H-H dell'area traghetti, a partire dal quale sono state calcolate tutte le azioni agenti sulla struttura di banchina. Per la descrizione geometrica di dettaglio si rimanda agli elaborati grafici progettuali. Si riportano di seguito i risultati delle elaborazioni eseguite.

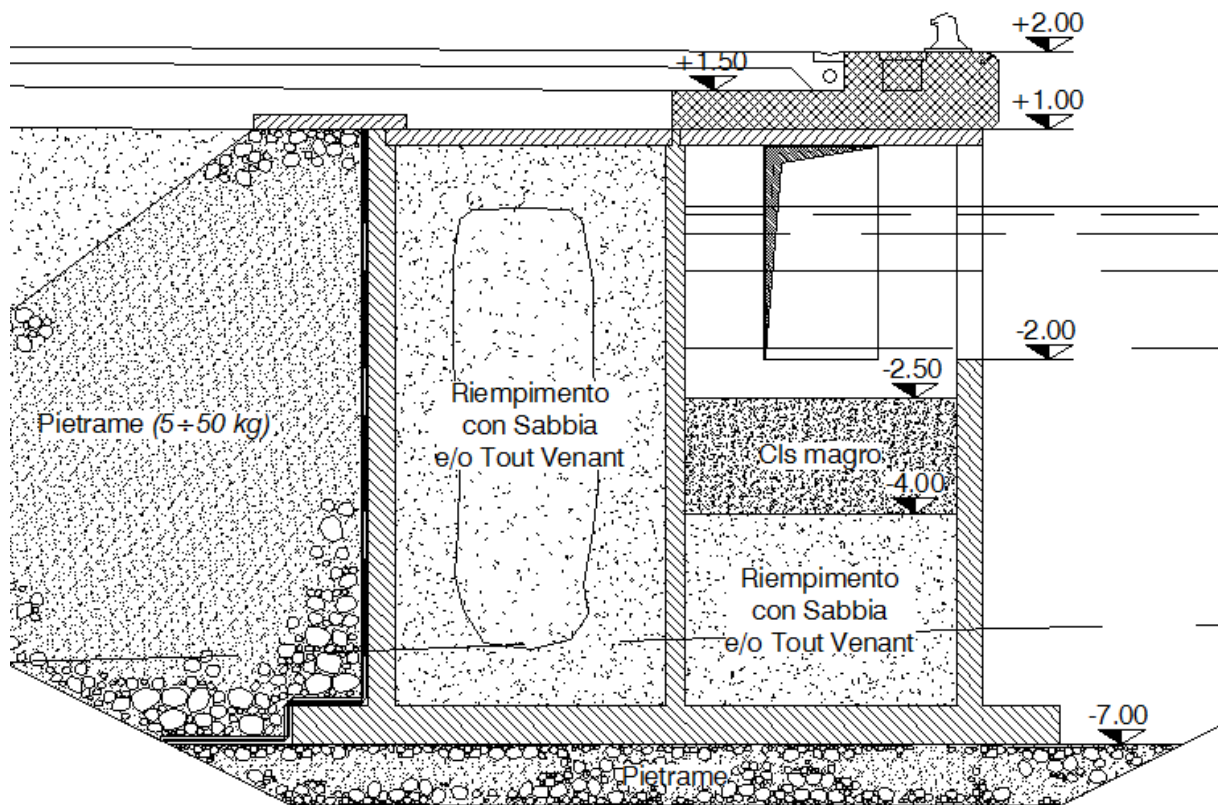


Figura 4. Schema geometrico della sezione H – H dell'area traghetti di Capo d'anzio (Scala 1:100).

Nel caso in esame, sia il calcolo delle azioni che le relative verifiche sono state eseguite per un tratto di banchina di lunghezza pari a 13 m coincidente con lo sviluppo longitudinale del singolo elemento prefabbricato Muro-Cassone (2 x 4 celle).

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

AREA TRAGHETTI: SEZ. H - H

Peso Proprio del Muro-Cassone e relativo momento rispetto al polo A (Figura 5)

Elementi	Componente statica						
	A [mq]	V [mc]	γ_c .a. [kN/mc]	γ' c.a. [kN/mc]	Nstab [kN]	braccio [m]	Mstab [kNm]
Calcestruzzo							
elemento 1	5.00	65	-	14.45	939.25	5.00	4696.25
elemento 3	0.28	3.64	24.50	-	89.18	8.83	787.01
elemento 3bis	2.28	29.64	-	14.45	428.30	8.83	3781.87
elemento 5	0.20	2.6	24.50	-	63.70	5.00	318.50
elemento 5bis	1.63	21.19	-	14.45	306.20	5.00	1530.98
elemento 6	1.62	21.06	24.50	-	515.97	3.11	1604.67
elemento 6bis	5.81	75.53	-	14.45	1091.41	3.11	3394.28
elemento 7	0.28	1.96	24.50	-	48.02	1.18	56.42
elemento 7bis	0.70	4.9	-	14.45	70.81	1.18	83.20
elemento 8	1.60	20.8	-	14.45	300.56	1.18	353.16
elemento 9	5.29	68.77	-	13.45	924.96	3.11	2876.61
elemento 11	1.60	20.8	24.50	-	509.60	5.00	2548.00
elemento 12	2.13	27.69	24.50	-	678.41	2.93	1987.73
elemento 13	1.00	13	24.50	-	318.50	1.80	573.30
Terreno	A [mq]	V [mc]	γ_t [kN/mc]	γ' t [kN/mc]	Nstab [kN]	braccio [m]	Mstab [kNm]
elemento 2	1.00	13	19.02	-	247.26	9.5	2348.97
elemento 2bis	6.50	84.5	-	8.97	757.97	9.5	7200.67
elemento 4	2.82	36.66	19.02	-	697.27	6.89	4804.21
elemento 4bis	22.91	297.83	-	8.97	2671.54	6.89	18406.88
elemento 10	8.81	114.53	-	8.97	1027.33	3.11	3195.01
				Risultanti	[kN]		[kNm]
					5555.89		30960.19

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

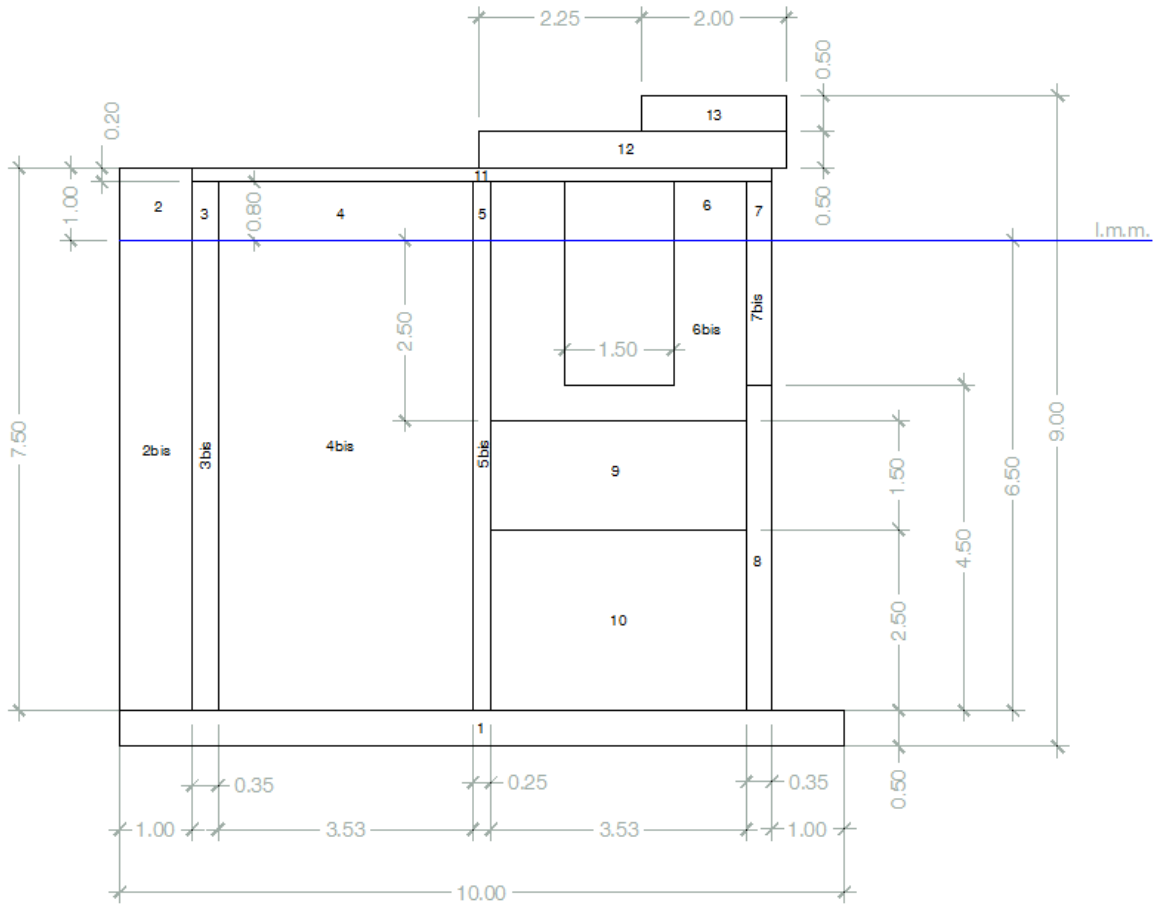


Figura 5. Sezione trasversale per il calcolo della forza peso di una porzione di banchina del Marina di Capo d'Anzio di lunghezza pari alla lunghezza dell'elemento Muro-Cassone.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Parametri sismici per il calcolo delle azioni

Verifiche di scorrimento e schiacciamento

Sisma verso l'alto		Sisma verso il basso		
β_m	0.380	β_m	0.380	
kh	0.008	kh	0.008	
kv (-)	0.004	kv (+)	0.004	
Ka,MOD	0.222	Ka,MOD	0.222	Sopra falda
SKa,MOS	0.228	Ka,MOS	0.228	Sotto falda

Verifica al ribaltamento

Sisma verso l'alto		Sisma verso il basso		
β_m	0.570	β_m	0.570	
kh	0.013	kh	0.013	
kv (-)	0.006	kv (+)	0.006	
Ka,MOD	0.225	Ka,MOD	0.225	Sopra falda
Ka,MOS	0.233	Ka,MOS	0.233	Sotto falda

Parametri geometrici per il calcolo delle azioni

altezza della parte al di sopra del l.m.m.	Hd [m]	1.8	altezza totale della struttura (include sovrastruttura)	Htot [m]	9
altezza della parte al di sotto del l.m.m.	Hs [m]	7	tirante	Hw [m]	7

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Spinta del terreno

<i>In assenza di sisma: K_a (rankine) = 0.217</i>							
Spinta terreno condizioni statiche	ST [kN/m]	6.70	52.11	47.79	106.60	1385.76	[kN]
	bracci [m]	7.60	3.50	2.33			
Momento di ST condizioni statiche	MTr [kN]	50.92	182.39	111.50	344.81	4482.50	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso l'alto \uparrow (-) e verso il mare: per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>							
Spinta terreno sisma verso l'alto (-)	STsisma [kN/m]	6.82	54.38	49.87	111.07	1443.96	[kN]
	bracci [m]	7.60	3.50	2.33			
Momento di Stsisma sisma verso l'alto (-)	MTsisma [kN]	51.84	190.34	116.36	358.54	4661.07	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso il basso \downarrow (+) e verso il mare: per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>							
Spinta terreno sisma verso il basso (+)	STsisma [kN/m]	6.88	54.82	50.27	111.97	1455.67	[kN]
	bracci [m]	7.60	3.50	2.33			
Momento di Stsisma sisma verso il basso (+)	MTsisma [kN]	52.27	191.88	117.31	361.46	4698.94	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

<i>In presenza di sisma verso l'alto ↑ (-) e verso il mare: per la verifica al ribaltamento</i>							
Spinta terreno sisma verso l'alto (-)	STsisma [kN/m]	6.88	55.56	50.95	113.39	1474.10	[kN]
	bracci [m]	7.60	3.50	2.33			
Momento di Stsisma sisma verso l'alto (-)	MTsisma [kN]	52.31	194.46	118.88	365.65	4753.47	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso il basso ↓ (+) e verso il mare: per la verifica al ribaltamento</i>							
Spinta terreno sisma verso il basso (+)	STsisma [kN/m]	6.97	56.22	51.55	114.74	1491.64	[kN]
	bracci [m]	7.60	3.50	2.33			
Momento di Stsisma sisma verso il basso (+)	MTsisma [kN]	52.95	196.77	120.29	370.02	4810.21	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

Spinta del terreno indotta dalla sovraccarico di banchina Δq_b

<i>In assenza di sisma: K_a (rankine) = 0.217</i>				
Spinta sovraccarico condizioni statiche	Sbanchina [kN/m]	38.27	497.51	[kN]
	braccio [m]	4.40		
Momento di Sbanchina condizioni statiche	Mbanchina [kN]	168.39	2189.04	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso l'alto ↑ (-) e verso il mare: per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>						
Spinta sovraccarico sisma verso l'alto (-)	Ssovr,sisma [kN/m]	7.97	31.77	39.74	516.61	[kN]
	bracci [m]	7.90	3.50			
Momento di Ssovr sisma verso l'alto (-)	Msovr,sisma [kN]	62.96	111.19	174.15	2263.97	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

<i>In presenza di sisma verso il basso ↓ (+) e verso il mare: per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>						
Spinta sovraccarico sisma verso il basso (+)	Ssovr, sisma [kN/m]	8.04	32.03	40.06	520.81	[kN]
	bracci [m]	7.90	3.50			
Momento di Ssovr sisma verso il basso (+)	Msovr, sisma [kN]	63.48	112.09	175.57	2282.47	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso l'alto ↑ (-) e verso il mare: per la verifica al ribaltamento</i>						
Spinta sovraccarico sisma verso l'alto (-)	Ssovr, sisma [kN/m]	8.04	32.46	40.50	526.48	[kN]
	bracci [m]	7.90	3.50			
Momento di Ssovr sisma verso l'alto (-)	Msovr, sisma [kN]	63.53	113.60	177.13	2302.66	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

<i>In presenza di sisma verso il basso ↓ (+) e verso il mare: per la verifica al ribaltamento</i>						
Spinta sovraccarico sisma verso il basso (+)	Ssovr, sisma [kN/m]	8.14	32.84	40.98	532.78	[kN]
	bracci [m]	7.90	3.50			
Momento di Ssovr sisma verso il basso (+)	Msovr, sisma [kN]	64.31	114.95	179.26	2330.38	[kNm]

Risultanti al metro Risultanti

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Spinta idrodinamica generata dal sisma

<i>Per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante e sisma agente verso il mare</i>				
Spinta idrodinamica indotta dal sisma	Swsisma [kN/m]	2.42	31.42	[kN]
	braccio [m]	2.80		
Momento della spinta idrodinamica indotta dal sisma	Mwsisma [kN]	6.77	87.98	[kNm]

Risultanti al metro

Risultanti

<i>Per la verifica al ribaltamento e sisma agente verso il mare</i>				
Spinta idrodinamica indotta dal sisma	Swsisma [kN/m]	3.63	47.13	[kN]
	braccio [m]	2.80		
Momento della spinta idrodinamica indotta dal sisma	Mwsisma [kN]	10.15	131.97	[kNm]

Risultanti al metro

Risultanti

Azione esercitata dal tiro alla bitta

Tiro alla bitta	Tbitta [kN]	835.87
Momento alla bitta	Mbitta [kNm]	7522.84

Risultanti

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Forze di inerzia verticali e orizzontali

	<i>Per le verifiche SLV di scorrimento e capacità portante</i>							
	fv.in+	bracci	Mvin+	fv.In-	Mvin -	fh	bracci	Mhin
Calcestruzzo	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]
elemento 1	3.971	5.000	19.856	-3.971	-19.856	7.942	0.250	1.986
elemento 3	0.377	8.825	3.328	-0.377	-3.328	0.754	7.400	5.580
elemento 3bis	1.811	8.830	15.990	-1.811	-15.990	3.622	3.750	13.581
elemento 5	0.269	5.000	1.347	-0.269	-1.347	0.539	7.400	3.986
elemento 5bis	1.295	5.000	6.473	-1.295	-6.473	2.589	3.750	9.710
elemento 6	2.182	3.110	6.785	-2.182	-6.785	4.363	7.400	32.287
elemento 6bis	4.614	3.110	14.351	-4.614	-14.351	9.229	5.750	53.067
elemento 7	0.203	1.175	0.239	-0.203	-0.239	0.406	7.400	3.005
elemento 7bis	0.299	1.175	0.352	-0.299	-0.352	0.599	6.000	3.592
elemento 8	1.271	1.175	1.493	-1.271	-1.493	2.542	2.750	6.989
elemento 9	3.911	3.110	12.162	-3.911	-12.162	7.821	3.750	29.331
elemento 11	2.155	5.000	10.773	-2.155	-10.773	4.309	7.900	34.043
elemento 12	2.868	2.930	8.404	-2.868	-8.404	5.737	8.250	47.327
elemento 13	1.347	1.800	2.424	-1.347	-2.424	2.693	8.500	22.893
Terreno								
elemento 2	1.045	9.500	9.931	-1.045	-9.931	2.091	7.500	15.681
elemento 2bis	3.205	9.500	30.445	-3.205	-30.445	6.409	3.750	24.035
elemento 4	2.948	6.890	20.312	-2.948	-20.312	5.896	7.400	43.632
elemento 4bis	11.295	6.890	77.825	-11.295	-77.825	22.591	3.750	84.715
elemento 10	4.344	3.110	13.509	-4.344	-13.509	8.687	1.750	15.203
Risultanti	49.410		255.997	-49.410	-255.997	98.819		350.724

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

	<i>Per la verifica al ribaltamento</i>							
Calcestruzzo	fv.in+ [kN]	bracci [m]	Mvin+ [kNm]	fv.in- [kN]	Mvin+ [kNm]	fh [kN]	bracci [m]	Mhin [kNm]
elemento 1	5.957	5.000	29.784	-5.957	-29.784	11.914	0.250	2.978
elemento 3	0.566	8.825	4.991	-0.566	-4.991	1.131	7.400	8.371
elemento 3bis	2.716	8.830	23.985	-2.716	-23.985	5.433	3.750	20.372
elemento 5	0.404	5.000	2.020	-0.404	-2.020	0.808	7.400	5.979
elemento 5bis	1.942	5.000	9.710	-1.942	-9.710	3.884	3.750	14.564
elemento 6	3.272	3.110	10.177	-3.272	-10.177	6.545	7.400	48.430
elemento 6bis	6.922	3.110	21.527	-6.922	-21.527	13.843	5.750	79.600
elemento 7	0.305	1.175	0.358	-0.305	-0.358	0.609	7.400	4.507
elemento 7bis	0.449	1.175	0.528	-0.449	-0.528	0.898	6.000	5.389
elemento 8	1.906	1.175	2.240	-1.906	-2.240	3.812	2.750	10.484
elemento 9	5.866	3.110	18.244	-5.866	-18.244	11.732	3.750	43.996
elemento 11	3.232	5.000	16.159	-3.232	-16.159	6.464	7.900	51.064
elemento 12	4.302	2.930	12.606	-4.302	-12.606	8.605	8.250	70.991
elemento 13	2.020	1.800	3.636	-2.020	-3.636	4.040	8.500	34.339
Terreno								
elemento 2	1.568	9.500	14.897	-1.568	-14.897	3.136	7.500	23.522
elemento 2bis	4.807	9.500	45.667	-4.807	-45.667	9.614	3.750	36.053
elemento 4	4.422	6.890	30.468	-4.422	-30.468	8.844	7.400	65.447
elemento 4bis	16.943	6.890	116.737	-16.943	-116.737	33.886	3.750	127.072
elemento 10	6.515	3.110	20.263	-6.515	-20.263	13.031	1.750	22.804
Risultanti	74.114		383.995	-74.114	-383.995	148.229		526.086

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

8.1. Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

8.1.1. Verifica allo scorrimento

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

	Coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{0j}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1.00	-	-	5555.89
Spinta terreno (ter)	1.50	-	1385.76	-
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.50	0.70	497.51	-
Tiro alla bitta (bitt)	1.50	0.60	835.87	-
$\phi'k$ [°]	$\phi'd$ [°]	μ	Coefficiente di attrito opera/terreno di imbasamento	
45	45	1		

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante		
Rd [kN]	$\gamma G_{1,fav} * \mu * F_v$	5555.89
Ed [kN]	$\gamma G_{2,sfav} * F_{o,ter} + \gamma Q_{s,fav} * (F_{o,acc} + \psi_{02} * F_{o,bitt})$	3577.19
Rd/Ed	1.55 > 1.10	SODDISFATTA

Combinazione di carico con tiro alla bitta accidentale dominante		
Rd [kN]	$\gamma G_{1,fav} * \mu * F_v$	1543.62
Ed [kN]	$\gamma G_{2,sfav} * F_{o,ter} + \gamma Q_{s,fav} * (\psi_{04} * F_{o,acc} + F_{o,bitt})$	3854.83
Rd/Ed	1.44 > 1.10	SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

8.1.2. Verifica al ribaltamento

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{0j}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	30960.19	-
Spinta terreno (ter)	1.50	-	-	4482.50
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.50	0.70	-	2189.04
Tiro alla bitta (bitt)	1.50	0.60	-	7522.84

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante		
Rd [kN]	$\gamma G1, fav * Mstab$	30960.19
Ed [kN]	$\gamma G2, sfav * Mrib, ter + \gamma Q, sfav * (Mrib, acc + \psi_{02} * Mrib, bitt)$	16777.88
Rd/Ed	$1.85 > 1.15$	SODDISFATTA

Combinazione di carico con tiro alla bitta accidentale dominante		
Rd [kN]	$\gamma G1, fav * Mstab$	30960.19
Ed [kN]	$\gamma G2, sfav * Mrib, ter + \gamma Q, sfav * (\psi_{04} * Mrib, acc + Mrib, bitt)$	20306.51
Rd/Ed	$1.52 > 1.15$	SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

8.1.3. Verifica di capacità portante in condizioni drenate

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{0j}	Fo [kN]	Fv [kN]	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	-	5555.89	30960.19	-
Spinta terreno (ter)	1.50	-	1385.76	-	-	4482.50
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.50	0.70	497.51	-	-	2189.04
Tiro alla bitta (bitt)	1.50	0.60	835.87	-	-	7522.84

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante				
$e = B/2 - MA/Ed$				
$M_A = \gamma G1, fav \cdot Mstab - \gamma G2, sfav \cdot Mrib, ter - \gamma Q, sfav \cdot (Mrib, Acc + \psi_{02} \cdot Mrib, bitt)$				
$B' = B - 2 \cdot e$				
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [m]
10	5555.89	14182.31	2.45	5.11
coesione efficace del pietrame di imbasamento c' [kPa]	peso immerso del pietrame di imbasamento γ' [kN/mc]	fattori di capacità portante		
0	9	Nq	Nc	N γ
		134.87	133.87	267.75
componente verticale del carico V [kN]	componente orizzontale del carico H [kN]	fattori correttivi per carichi inclinati		
5555.89	3577.19	i q	i c	i γ
		0.46	0.46	0.17
pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	D/B' = 0 Caso: D/B' < 1	fattori correttivi per la profondità		
0		d q	d c	d γ
		1	1	1
Ed [kN]	$\gamma G1, fav \cdot Fv$			5555.89
Rd [kN]	$q_{lim} = L \cdot B' \cdot (c' \cdot Nc \cdot dc \cdot ic + q \cdot Nq \cdot dq \cdot iq + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot i\gamma \cdot d\gamma)$			67664.46
Rd/Ed	12.18 > 1.4			SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Combinazione di carico con tiro alla bitta accidentale dominante				
$e = B/2 - MA/Ed$				
$M_A = \gamma G1, fav \cdot Mstab - \gamma G2, sfav \cdot Mrrib, ter - \gamma Q, sfav \cdot (\psi_{04} \cdot Mrrib, Acc + Mrrib, bitt)$				
$B' = B - 2 \cdot e$				
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	Eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [m]
10	5555.89	10653.67	3.08	3.84
coesione efficace del pietrame di imbasamento	peso immerso del pietrame di imbasamento	fattori di capacità portante		
c' [kPa]	γ' [kN/mc]	Nq	Nc	Ny
0	9	134.87	133.87	267.75
componente verticale del carico V [kN]	componente orizzontale del carico H [kN]	fattori correttivi per carichi inclinati		
5555.89	3854.83	iq	ic	iy
		0.43	0.43	0.14
pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	D/B' = 0 Caso: D/B' < 1	fattori correttivi per la profondità		
0	D/B' < 1	dq	dc	dy
		1	1	1
Ed [kN]	$\gamma G1, fav \cdot Fv$			5555.89
Rd [kN]	$qlim = L \cdot B' \cdot (c' \cdot Nc \cdot dc \cdot ic + q \cdot Nq \cdot dq \cdot iq + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot Ny \cdot iy \cdot dy)$			31342.55
Rd/Ed	5.64 > 1.4			SODDISFATTA

$$N_q = tg^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{D \cdot tg \phi'} \quad (\text{Prandtl, 1921})$$

$$N_c = (N_q - 1) / tg \phi' \quad (\text{Reissner, 1924})$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg \phi' \quad (\text{Vesic, 1970})$$

$$i_q = [1 - 0.5 \cdot H / (V + B' \cdot L \cdot c' \cdot cotg \phi')]^2 \quad (\text{Hansen, 1970})$$

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (1 - N_q)] \quad (\text{Hansen-Vesic, 1973})$$

$$i_y = [1 - 0.7 \cdot H / (V + B' \cdot L \cdot c' \cdot cotg \phi')]^3 \quad (\text{Hansen, 1970})$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot D/B' \cdot tan \phi' \cdot (1 - sen \phi')^2 \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970})$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot D/B' \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970})$$

$$d_y = 1 \quad (\text{Brinch-Hansen, 1970})$$

**Progettazione Esecutiva
Fase 3**

Relazione di calcolo banchine

8.2. Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita

8.2.1. Verifica allo scorrimento

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sisma verso l'alto (-) e verso il mare

	coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{2f}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1.00	-	-	5555.89
Spinta terreno (ter)	1.00	-	1443.96	-
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	516.61	-
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	835.87	-
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	31.42	-
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	-23.49
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	46.98	-
ϕ^k [°]	ϕ^d [°]	μ	Coefficiente di attrito opera-terreno di imbasamento	
45	45	1		

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina		
Rd [kN]	$F_v + F_{v-}$	5532.39
Ed [kN]	$F_{o,ter} + F_{h+} + F_{o,w} + \psi_{24} * F_{o,acc}$	1677.35
Rd/Ed	$3.30 > 1.00$	SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Sisma verso il basso (+) e verso il mare

	coefficienti SLU		Azioni	
	γ	ψ_{2I}	Fo [kN]	Fv [kN]
Peso proprio	1.00	-	-	5555.89
Spinta terreno (ter)	1.00	-	1443.96	-
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	516.61	-
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	835.87	-
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	31.42	-
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	23.49
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	46.98	-
$\phi'k$ [°]	$\phi'd$ [°]	μ	Coefficiente di attrito opera-terreno di imbasamento	
45	45	1		

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina		
Rd [kN]	Fv + Fv+	1550.15
Ed [kN]	Fo,ter + Fh+ + Fo,w + ψ_{24} *Fo,acc	339.68
Rd/Ed	3.33 > 1.00	SODDISFATTA

8.2.2. Verifica al ribaltamento

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sisma verso l'alto (-) e verso il mare

	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{2I}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	30960.19	-
Spinta terreno (ter)	1.00	-	-	4753.47
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	-	2302.66
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	-	7522.84
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	-	131.97
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	384.00
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	-	526.09

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante		
Rd [kN]	Mstab	30960.19
Ed [kN]	Mrib,ter + Mrib,w + Mrib,h + Mrib,v- + ψ_{24} *Mrib,acc	6486.32
Rd/Ed	4.77 > 1.00	SODDISFATTA

Sisma verso il basso (+) e verso il mare

	coefficienti SLU		Momenti	
	γ	ψ_{21}	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	30960.19	-
Spinta terreno (ter)	1.00	-	-	4753.47
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	-	2302.66
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	-	7522.84
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	-	131.97
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	384.00	-
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	-	526.09

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina dominante		
Rd [kN]	Mstab,pp + Mstab,v+	31344.18
Ed [kN]	Mrib,ter + Mrib,w + Mrib,h + Mrib,v- + ψ_{24} *Mrib,acc	6102.33
Rd/Ed	5.14 > 1.00	SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

8.2.3. Verifica di capacità portante in condizioni drenate

Approccio 2 – Combinazione (A1 + M1 + R3)

Sisma verso l'alto (-) e verso il mare

	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{2I}	Fo [kN]	Fv [kN]	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	-	5555.89	30960.19	-
Spinta terreno (ter)	1.00	-	1385.76	-	-	4482.50
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	497.51	-	-	2189.04
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	835.87	-	-	7522.84
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	31.42	-	-	87.98
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	-23.49	-	256.00
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	46.98	-	-	256.00

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina				
$e = B/2 - M_A/Ed$				
$M_A = M_{stab} - (M_{rib,ter} + M_{rib,w} + \psi_{24} \cdot M_{rib,acc} + M_{rib,h} + M_{rib,v})$				
$B' = B - 2 \cdot e$				
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]	eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [m]
10	5532.39	25221.00	0.44	9.12
coesione efficace del pietrame di imbasamento c' [kPa]	peso immerso del pietrame di imbasamento γ' [kN/mc]	fattori di capacità portante		
0	9	Nq	Nc	N γ
		134.87	133.87	267.75
componente verticale del carico V [kN]	componente orizzontale del carico H [kN]	fattori correttivi per carichi inclinati		
5532.39	1613.41	iq	ic	i γ
		1.00	1.00	0.50
pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	D/B' = 0 Caso: D/B' < 1	fattori correttivi per la profondità		
0		dq	dc	d γ
		1	1	1
Ed [kN]	Fv + Fv-			5532.39
Rd [kN]	$q_{lim} = L \cdot B' \cdot (c' \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma \cdot d_\gamma)$			656368.54
Rd/Ed	118.64 > 1.2			SODDISFATTA

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

Sisma verso il basso (+) e verso il mare

	coefficienti SLU		Azioni		Momenti	
	γ	ψ_{2j}	Fo [kN]	Fv [kN]	Mstab [kNm]	Mrib [kNm]
Peso proprio	1.00	-	-	5555.89	30960.19	-
Spinta terreno (ter)	1.00	-	1385.76	-	-	4482.50
Spinta sovr. Banc. (acc)	1.00	0.30	497.51	-	-	2189.04
Tiro alla bitta (bitt)	1.00	0.00	835.87	-	-	7522.84
Spinta idrodinamica (w)	1.00	-	31.42	-	-	87.98
Forza di inerzia verticale (Fv-)	1.00	-	-	23.49	256.00	-
Forza di inerzia orizzontale (Fh+)	1.00	-	46.98	-	-	256.00

Combinazione di carico con sovraccarico accidentale di banchina					
$e = B/2 - MA/Ed$					
$M_A = Mstab - (Mrib,ter + Mrib,w + \psi_{24} \cdot Mrib,acc + Mrib,h + Mrib,v^+)$					
$B' = B - 2 \cdot e$					
lunghezza della base B [m]	sforzo normale agente sulla base [kN]	momento risultante agente sulla base [kNm]		eccentricità e [m]	lunghezza corretta B' [m]
10	5579.38	25732.99		0.39	9.22
coesione efficace del pietrame di imbasamento	peso immerso del pietrame di imbasamento	fattori di capacità portante			
c' [kPa]	γ' [kN/mc]	Nq	Nc	N γ	
0	9	134.87	133.87	267.75	
componente verticale del carico V [kN]	componente orizzontale del carico H [kN]	fattori correttivi per carichi inclinati			
5579.38	1613.41	iq	ic	iy	
		1.00	1.00	0.51	
pressione a tergo del piano di posa della fondazione q [kN/mq]	D/B' = 0 Caso: D/B' < 1	fattori correttivi per la profondità			
0		dq	dc	dy	
		1	1	1	
Ed [kN]	$Fv + Fv^+$				5579.38
Rd [kN]	$q_{lim} = L \cdot B' \cdot (c' \cdot Nc \cdot dc \cdot ic + q \cdot Nq \cdot dq \cdot iq + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N\gamma \cdot iy \cdot dy)$				676191.89
Rd/Ed	121.19 > 1.2				SODDISFATTA

I coefficienti correttivi per il calcolo del carico limite sono stati determinati con le stesse formulazioni precedentemente indicate.

Progettazione Esecutiva
Fase 3

Relazione di calcolo banchine

9. BIBLIOGRAFIA

U.S. Corps of Engineers – Coastal Engineering Manual – Coastal Engineering Research Center, Washington D.C., 2001.

U.S. Corps of Engineers – Shore Protection Manual – Coastal Engineering Research Center, Washington D.C., 1984.

Noli ed altri – Opere esterne di difesa dei porti – Esa ed. Roma, 1980.

J.E. Bowles – Foundation analysis and design – Mc Graw Hill ed., 1988.

R. Lancellotta – Geotecnica – Zanichelli ed., Torino.

R. Lancellotta, D. Costanzo, S. Foti – Progettazione geotecnica – Hoepli ed., Milano, 2011.

G. Calabresi – Tecnica delle fondazioni e costruzioni in terra, Università degli Studi "La Sapienza", Roma.

B.O. Tobiasson & Al. – Marinas and small craft harbors – Van Nostrand Reinhold, 1991.

C.A. Thoresen – Port Designer's handbook: Recommendations and Guidelines – Thomas Telford, 2003.

Joseph E. Bowles – Fondazioni: Progetto e analisi – McGraw-Hill, Milano, 1998.

Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17.01.2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.

Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici EN 1998-5.

Associazione Geotecnica Italiana – Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica: Linee Guida – Bologna 2005.