REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario
Dott. Giovanni TOTI

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO
Ing. Stefano PINASCO

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE
Ing. Luca BERRUTI

DIRETTORE DEI LAVORI
Ing. Mario CANGIANO

PROGETTO ESECUTIVO E DIREZIONE LAVORI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.

CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

Ing. Mario CANGIANO **Ing. Paolo GALLO**

Ing. Francesco DE SANCTIS **Dott.ssa Francesca GIOMI**

GRUPPO DI IMPRESE:

COSTRUIRE PER GENOVA

ReseArch · AD Progetti · manelli · AMEC · AICOM

Direttore Tecnico

Ing. Gianni Orlati

PROGETTO COSTRUTTIVO

CAPOGRUPPO MANDATARIA: HYpro srl

MANDANTE: TUNNEL CONSULT

MANDANTE: Progetti e opere sustainable ideas lab

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche
Ing. Vincenzo Secreti

Progettazione scavo meccanizzato
Ing. Moreno Pescara

Progettazione gallerie naturali
Ing. Vincenzo Secreti

Progettazione opere marittime
Ing. Elio Ciralli

Gruppo di progettazione

Gallerie naturali, imbocchi e opere di sostegno	Ing. Francesco Conte
Strutture	Ing. Antonello Mastropierro
Scavo meccanizzato	Ing. Mario Coppola
Opere marittime	Ing. Giancarlo Inserra
Gestione T&R da scavo	Geol. Carla Leonetti
Aspetti ambientali	Ing. Valentina Bonifati
Cantierizzazione	Ing. Raffaele Ciardullo
Monitoraggio geotecnico	Geol. Giovanni De Fazio
Geologia	Geol. Alessandro Grispino
Indagini	Geol. Davide Fabbricatore
Computi e stime	Ing. Francesco Trovati

Geologo
Dott. Giuseppe Cerchiaro

Intervento/Opera

SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

MIGLIORIA TECNICA OFFERTA IN FASE DI GARA

N° Progr.

Codice elaborato: BIS2M-C-CAN05-RE01-1

Oggetto della tavola

CANTIERIZZAZIONE
CANTIERE SBOCCO A MARE
Opera provvisionale per l'approdo temporaneo ed il carico delle navi

Relazione tecnica e di calcolo

Scala: -

Data: 30/10/2020

Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Verificato	Approvato
1	30/10/20	PRIMA EMISSIONE	GS	GI	EC

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

INDICE

1 PREMESSA 2
1.1 Elenco degli Elaborati 2
2 OPERE PROVVISIONALI PER L'ACCOSTO 2
2.1 Descrizione delle opere 3
2.1.1 Scogliera provvisionale di protezione del piazzale di deposito temporaneo e carico dei mezzi marittimi 3
2.1.2 Piazzale di deposito temporaneo e carico dei mezzi 3
2.1.3 Piastra di pavimentazione per il nastro trasportatore 3
2.1.4 Nastro trasportatore di carico dei mezzi marittimi e struttura di sostegno in acciaio 3
2.1.5 Opere di ausilio all'ormeggio: briccole di accosto 3
2.1.6 Opere di ausilio all'ormeggio: boe d'ormeggio 4
3 PROCEDURE AUTORIZZATIVE PER L'AREA DI CANTIERE A MARE E LE OPERE PROVVISIONALI 4
4 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE PROVVISIONALI 5
4.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 5
4.2 MATERIALI IMPIEGATI 6
4.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA 7
4.4 STATO DEL MARE DI PROGETTO 7
4.5 VERIFICA DELLA MANTELLATA 8
4.5.1 Dimensionamento degli elementi 8
4.5.2 Verifica allo scivolamento della mantellata 12
4.6 DIMENSIONAMENTO DEI MASSI GUARDIANI 17
4.7 DIMENSIONAMENTO DEI PARABORDI 19
4.8 DIMENSIONAMENTO DELLA BRICCOLA D'ACCOSTO 23
4.8.1 Reazione sulla struttura di accosto 23
4.8.2 Verifica di resistenza strutturale dei pali 24
4.8.3 Verifica di resistenza geotecnica dei pali soggetti a carico trasversale 31

1 PREMESSA

Nel contesto del progetto esecutivo delle migliorie offerte in sede di gara, in riguardo alla realizzazione dell'area costiera per lo stoccaggio provvisorio e carico dei mezzi marittimi per il ripascimento delle spiagge, questa relazione tecnica inquadra gli interventi e fornisce tutti i dettagli richiesti per il livello di progettazione di cui si tratta.

Il presente documento descrive quindi con dettaglio esecutivo le opere provvisionali previste per la realizzazione dell'area di accosto dei mezzi marittimi ai fini dello stoccaggio ed il carico dei sedimenti provenienti dallo scavo della galleria scolmatrice e da utilizzare per il ripascimento degli arenili del levante e del ponente genovese.

Per operare anche durante le stagioni meno favorevoli dal punto di vista meteoclimatico, in considerazione del fermo imposto durante la stagione balneare, verrà impiegata una flotta di mezzi marittimi che includono navi caricanti di dimensioni maggiori (hopper da 1500-2000 m^3, LOA 80 m c.ca) e per questo meno sensibili alle condizioni meteomarine avverse.

1.1 ELENCO DEGLI ELABORATI

La sezione "Cantierizzazione - Cantiere di sbocco a mare - Opera provvisionale per l'approdo temporaneo ed il carico delle navi" del progetto esecutivo delle migliorie offerte consta del seguente corpo documentale:

- Elab. BIS2M-C-CAN05-RE01-1: Relazione tecnica e di calcolo
- Elab. BIS2M-C-CAN05-PL05-1:Planimetria sinottica di progetto
- Elab. BIS2M-C-CAN05-SZ01-1: Sezioni di progetto
- Elab. BIS2M-C-CAN05-CA01-1: Opere di ausilio all'ormeggio
- Elab. BIS2M-C-CAN05-PC01-1: Particolari costruttivi.

2 OPERE PROVVISIONALI PER L'ACCOSTO

Tutte le opere provvisionali verranno rimosse al termine del cantiere, con la restituzione dello stato dei luoghi ed il ripristino delle opere già autorizzate.

La verifica delle opere provvisionali, con particolare riferimento alla congruenza del clima ondoso assunto come forzante e la durata del cantiere viene riportata al cap. 4.

Per l'allestimento temporaneo del cantiere a mare (area ASG nell'Offerta Tecnica), necessario per consentire l'accosto ed il carico dei mezzi caricanti e per un polmone di stoccaggio, le logiche fondanti vengono esplicitate qui di seguito:

- Rimanere nel sedime delle opere autorizzate per il cantiere del Fereggiano, senza ingombrare superfici maggiori.
- Non disturbare in nessun caso il previsto funzionamento idraulico dello sbocco del canale Fereggiano.
- Mitigare al massimo il disturbo agli altri usi demaniali legittimi limitrofi.

- Tenere in stoccaggio provvisorio le quantità di materiare scavato possibili in funzione delle superfici a disposizione e quindi procedere al loro allontanamento a mezzo nave verso i siti di ripascimento anziché per la produzione di CLS.
- Effettuare le movimentazioni e i ripascimenti al di fuori della stagione balneare (giugno, luglio, agosto).

2.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Tutte le opere rimarranno nel perimetro finale delle scogliere sagomate come da opere di "Realizzazione della galleria scolmatrice del rio Fereggiano" eseguite dalla P.A.C. SPA.

2.1.1 Scogliera provvisionale di protezione del piazzale di deposito temporaneo e carico dei mezzi marittimi

Al fine di risagomare temporaneamente la scogliera preesistente si poserà un cumulo di scogli di 2ª categoria (da 1,5 a 3,0 t). La pendenza della scogliera provvisionale di protezione del piazzale di deposto e carico è stata progettata con scarpa 1/1 per la maggiore fruizione delle superfici.

Verrà quindi posata una mantellata di protezione all'azione ondosa realizzata con massi artificiali in cls, tipo ACCROPODE, da 9 t in doppio strato. La mantellata integra al tipico funzionamento a gravità dei massi l'effetto positivo del miglior interbloccaggio, dovuto alla forma dei massi.

Al piede della mantellata sarà disposta una doppia fila di massi guardiani parallelepipedi da 9.6 t (Cfr. Elab. BIS2M-C-CAN05-CA01-1).

2.1.2 Piazzale di deposito temporaneo e carico dei mezzi

La scoglierà sosterrà e proteggerà il piazzale temporaneo per deposito del materiale da ripascimento e carico dei mezzi marittimi. Il piazzale avrà una quota calpestabile e carrabile a + 5.0 m slmm e sarà ampio di 1.252 m^2.

2.1.3 Piastra di pavimentazione per il nastro trasportatore

Verrà realizzata una piastra in clsa da 100 m^2 c.ca, sagomata come negli elaborati grafici, per ospitare il nastro trasportatore di carico e i mezzi per la sua alimentazione.

2.1.4 Nastro trasportatore di carico dei mezzi marittimi e struttura di sostegno in acciaio

Il nastro trasportatore da 800-1000 kg/h sarà lungo 20 m c.ca, sostenuto da apposita struttura costituita da una trave tralicciata in acciaio sorretta da un cavalletto e stralli (Cfr. elab. BIS2M-C-CAN05-PC01-1).

Il cavalletto sarà realizzato con pali di sostegno in acciaio infissi e solidarizzati alla piastra di pavimentazione in clsa.

2.1.5 Opere di ausilio all'ormeggio: briccole di accosto

L'ormeggio dei mezzi marittimi, comprese le navi da carico maggiori (LOA 80 m c.ca), sarà assistito da 2 (due) briccole di accosto realizzate con pali trivellati di acciaio e pulvino in clsa (Cfr. Elab. BIS2M-C-CAN05-CA01-1).

Ogni briccola sarà completata con bitta, anelloni, parabordo, scaletta e parapetto.

2.1.6 Opere di ausilio all'ormeggio: boe d'ormeggio

Verranno disposte 2 (due) boe di ausilio all'ormeggio ancorati a corpi morti (Cfr. Elab. BIS2M-C-CAN05-CA01-1).

3 PROCEDURE AUTORIZZATIVE PER L'AREA DI CANTIERE A MARE E LE OPERE PROVVISIONALI

L'area di cantiere "a mare" è oggetto di consegna di area demaniale marittima ai sensi dell'art. 34, ovvero dell'art. 36 del Codice della Navigazione, quale che fosse maggiormente speditivo.

Di seguito le superfici impegnate:

1. Per il "Cantiere sbocco a mare", già previsto nel progetto a base di gara:
    a. Superficie demaniale marittima: 4.135 m^2
2. Per l'"Area di stoccaggio a costa ASG e carico da mare":
    a. Superficie demaniale marittima: 550 m^2 aggiuntivi al punto 1, che portano il totale dell'istanza di consegna a 4.685 m^2.
    b. specchio acqueo per opere provvisionali di facile rimozione: 1.252 m^2 (opere provvisionali).
3. Specchio acqueo interessato dalle operazioni di manovra, ormeggio e disormeggio dei mezzi marittimi: 3.000 m^2.

Con il D.Lgs. n.112 del 31 marzo 1998 le funzioni amministrative sul demanio marittimo sono state integralmente trasferite dallo Stato alla Regione per tutte le finalità diverse da quelle di approvvigionamento di energia.

In Liguria la materia è stata normata dalla L.R. n.13 del 28 aprile 1999 "Disciplina delle funzioni in materia di difesa della costa, ripascimento degli arenili, protezione e osservazione dell'ambiente marino e costiero, demanio marittimo e porti" che, tra l'altro, ha stabilito il trasferimento ai comuni dall'1 gennaio 2002 delle principali funzioni amministrative sul demanio marittimo riservando alla Regione le funzioni necessarie a garantire coerenza e uniformità di comportamento nella gestione lungo l'intero litorale ligure.

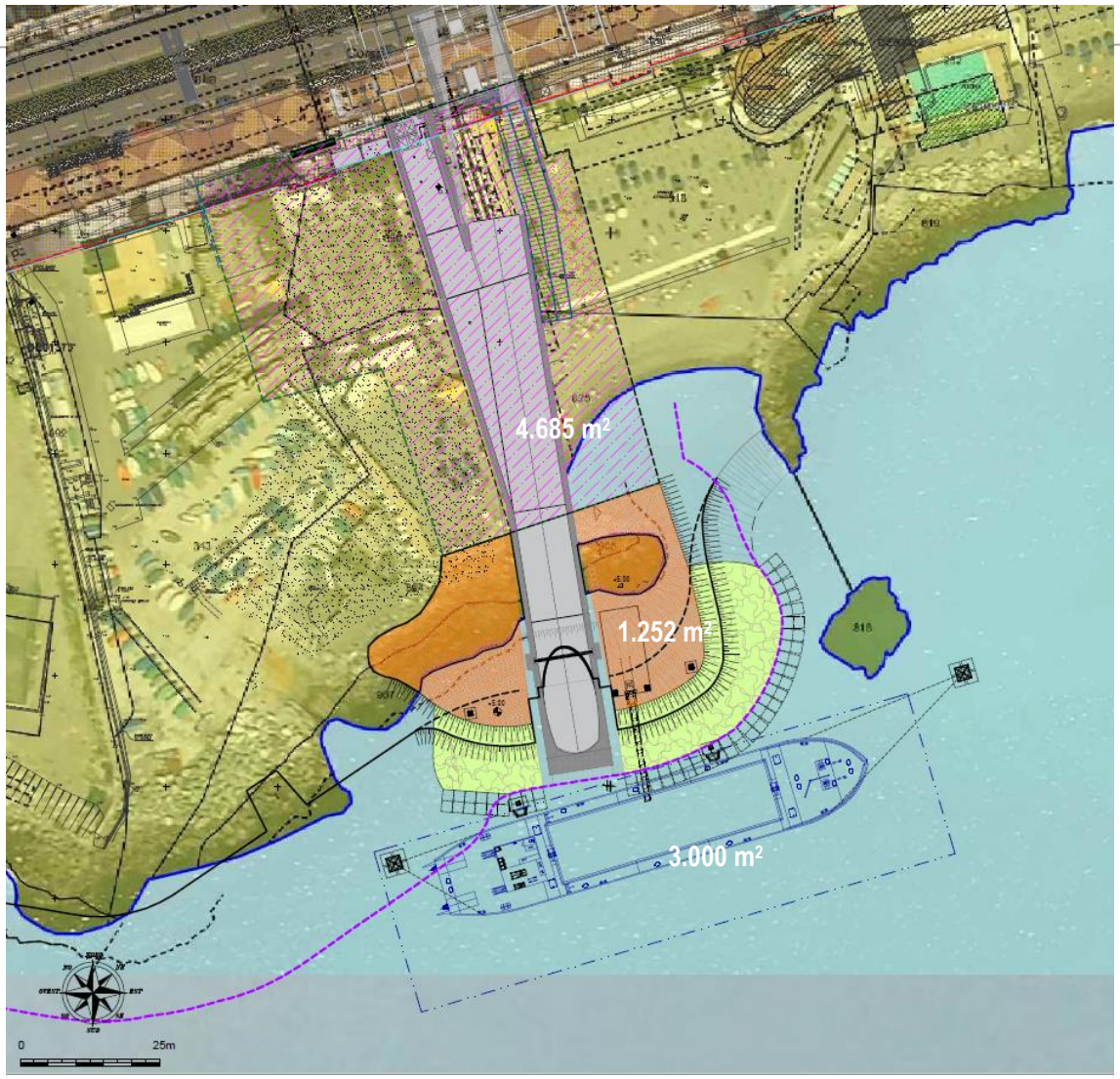


Figura 3-1: Estratto dal SID con sovrapposizione delle aree demaniali marittime e specchi acquei per il "cantiere a mare" e "ASG"

4 DIMENSIONAMENTO DELLE OPERE PROVVISIONALI

4.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per lo svolgimento delle analisi e la redazione degli elaborati di progetto esecutivo si è fatto riferimento alle seguenti norme e linee guida tecniche, che si affiancano alla vasta letteratura tecnica di riferimento:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086

- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismicheD.M.14 gennaio 2008 – "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni"
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.14 gennaio 2008
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 23 settembre 1994 n. 156 – "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime"
- Coastal Engineering Manual (doc. EM 1110-2-1100) - U.S. Army Corps of Engineers (USACE) – 1°Ed. anno 2002 – Ultima revisione: anno 2011;
- The Rock Manual (doc. CIRIA C683) – 2° Edizione: Anno 2007 – Aggiornamento: anno 2012

Ai sensi dell'Art. 2 del DM 17.01.2018, l'applicazione del D.M. 14.01.2008 fino all'ultimazione dei lavori ed al Collaudo degli stessi, è consentita per l'intervento in esame rispondendo questo alle condizioni stabilite dall'Art. 2 ovvero trattandosi di progetto esecutivo già affidato prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni DM 17.01.2018 ed essendo la consegna dei lavori prevista entro cinque anni dalla data di entrata in vigore del DM di cui sopra.

4.2 MATERIALI IMPIEGATI

Calcestruzzo per massi artificiali in cls:

- Classe di resistenza: C30/C37
- Classe d'esposizione: XS3
- Densità minima: 2,30 t/m^3
- Massimo rapporto acqua cemento: 0,45
- Massima temperatura di getto: 30 °C
- Classe di consistenza: S2
- Diametro massimo degli inerti: D_{max}=40 mm

Calcestruzzo per pali in c.a:

- Classe di resistenza Rck: 45 MPa (C35/45)
- Classe di esposizione: XS3
- Classe di consistenza: S4/S5 (superfluida), slump 230 ± 30 mm
- Densità: 2,4 t/m³
- Dimensione massima aggregato: < 20 mm
- Rapporto massimo a/c: 0.40
- Contenuto minimo di cemento: 370 Kg /m³
- Tipo di cemento: CEM Iva
- Copriferro: 10 cm
- Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0,4
- Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%
- Additivi (solo se concordati con il DL): conformi alla UNI EN 934-2

Acciaio per barre di armatura:

- Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}: 450 N/mm^2 (B450C)
- Tensione caratteristica di rottura f_{yt} = 540 n/mm^2
- Coefficiente di sicurezza dell'acciaio per c.a. γ_s: 1.15

- Resistenza di calcolo f_{yd}: 391.30 N/mm^2
- $f_y/f_{yk} \leq 1.25$; $f_t/f_y \geq 1.05$
- Gli acciai verranno zincati a caldo per ogni posizione superiore a -2 m s.l.m.

4.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Nell'area in esame si distinguono 4 strati per i quali si sono assunte le caratteristiche elencate nel seguito(si rimanda alla Relazione Geotecnica e Geomeccanica del progetto esecutivo per approfondimenti):

1) Depositi di spiaggia:
   Φ = 35°
   γ = 19 kN/m^3
   c = 0 kPa
   E = 20 MPa

2) Flysch molto fratturato:
   Φ = 40°
   γ = 23 kN/m^3
   c = 30 kPa
   E = 250 MPa

3) Flysch da moderatamente a poco fratturato:
   Φ = 54°
   γ = 24 kN/m^3
   c = 100 kPa
   E =1500 MPa

4) Flysch poco o nulla fratturato:
   Φ = 58°
   γ = 26 kN/m^3
   c = 400 kPa
   E = 7500 Mpa

4.4 STATO DEL MARE DI PROGETTO

Per il dimensionamento degli elementi che formano l'opera di che trattasi, si è utilizzata, trattandosi di opere provvisionali e rimanendo in sicurezza, l'altezza d'onda limite al frangimento per il fondale antistante.

Durante i fenomeni di trasferimento delle onde verso riva, per via dell'interazione con i fondali marini, ed in particolare al decrescere di quest'ultimi, il rapporto tra l'altezza d'onda e la sua lunghezza, definito come "ridipidità dell'onda", aumenta fino ad un certo limite, oltre il quale l'onda, perdendo le sue caratteristiche lineari, "frange" con dissipazione dell'energia e innalzamento del livello idrico.

Molti studi sono stati eseguiti per determinare un criterio per la determinazione dell'onda frangente. McCowan nel 1891 ha proposto il seguente criterio valevole per fondali piani e onde "solitarie":

$$\gamma_b = \frac{H_b}{d_b}$$

in cui:

- H_b è l'altezza d'onda frangente;
- d_b è la profondità di frangimento;
- γ_b è l'indice di frangimento pari a 0,78

Considerando una profondità del fondale al piede dell'opera pari a 7,5 m si ottiene un'altezza d'onda frangente pari a 5,85 m. Pertanto per le successive verifiche si assume cautelativamente a vantaggio di sicurezza un'altezza d'onda significativa pari a 6 m. Tale valore risulta superiore a quello dell'altezza d'onda significativa sottocosta che si avrebbe con tempi di ritorno compatibili con la vita utile dell'opera.

4.5 VERIFICA DELLA MANTELLATA

Per la scogliera di protezione dell'area di accosto delle navi, volendosi ottenere una scarpa con pendenza 1/1 in modo da ridurre l'ingombro della stessa al piede, ai fini della migliore sicurezza per l'accosto dei mezzi marittimi, si è optato per utilizzare, invece di ordinari massi naturali o artificiali parallelepipedi, massi artificiali di tipo ACCROPODE da utilizzarsi in doppio strato. Ai fini della stabilità idraulica, questi elementi funzioneranno principalmente per gravità (e non quindi con lo schema tipico delle mantellate *single layer*). Tali elementi, grazie alla loro forma, consentono però un migliore grado di mutuo incastro, contrastando effetti di dislocamento e scivolamento nel caso di mareggiate maggiori che esporrebbero il costruttore a costosi interventi manutentivi dell'opera provvisionale.

Gli ACCROPODE (Figura 4-1) sono stati elementi pionieri della tecnologia con mantellata a strato singolo ed hanno rappresentato fin da subito un punto di riferimento per la progettazione dei moderni frangiflutti a gettata.

Tra i vantaggi di questo tipo di masso ricordiamo:

- minimizzazione del rocking (ondeggiamento);
- massimizzazione della dissipazione energetica;
- riduzione della riflessione e del run-up/overtopping;
- maggiore resistenza strutturale.

Grazie ai vantaggi della tecnologia "monostrato", (che non verrà adottata nel caso in specie) una mantellata in ACCROOPODE determina, in linea teorica, una consistente riduzione di materiale rispetto alle mantellate in massi naturali o in cls cementizio tradizionali; ciò riduce anche le problematiche legate al reperimento da cava ed al trasporto di massi naturali di grandi dimensioni.



Figura 4-1: Masso artificiale tipo ACCROPODE

4.5.1 Dimensionamento degli elementi

Hudson fece una serie di prove per sviluppare una formula che determini la stabilità dell'elemento unitario (scoglio, masso artificiale in calcestruzzo, etc.) costituente il frangiflutti. La formula di stabilità, basata su risultati estensivi di laboratorio su modelli fisici e poi testati in larga scala, è:

$$W = \frac{w_r H_i^3}{k_D (S_r - 1)^3 \cot\theta}$$

dove:

- W = peso dell'elemento unitario del primo strato;
- w_r = peso specifico del materiale che costituisce l'elemento unitario;
- H_i = altezza d'onda di progetto;
- K_D = coefficiente di stabilità dell'elemento unitario di protezione (tabellato in funzione della tipologia di elemento utilizzato);
- $S_r = w_r/w_w$ = peso specifico immerso del materiale;
- w_w = peso specifico dell'acqua;
- θ = angolo di inclinazione della struttura lato mare rispetto l'orizzontale.

Il coefficiente dimensionale di stabilità, KD, tiene conto oltre che della pendenza della struttura e dell'altezza d'onda di progetto anche delle seguenti variabili:

- forma dell'elemento unitario;
- numero di strati di elementi unitari che formano la mantellata;
- comportamento in sito dell'elemento di protezione;
- scabrezza della superficie dell'elemento di protezione;
- tipo di onda che attacca la struttura (franta, non franta);
- parte della struttura dimensionata (riccio, tronco);
- angolo d'attacco dell'onda.

I valori del coefficiente di stabilità globale di Hudson, K_D, per i massi artificiali tipo ACCROPODE, valgono (sia in condizioni di frangimento che non):

- 16 in tronco-struttura;
- 12,3 in testata.

Stabilità idraulica della struttura
Formula di Hudson, 1974
(scogliere naturali, due strati, senza overtopping, vedi condizioni)

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot\alpha)^{1/3} \quad \text{or} \quad M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot\alpha}$$

	DATI
H=H_s (m) in SPM 1977 e H=$H_{1/10}$ in SPM 1984	6,00
D_{n50} (m), dimensione del cubo mediano equivalente	
M_{50} (m), massa media degli scogli, $M_{50} = r_s D_{n50}^3$	
V_{n50} (m), volume del cubo mediano equivalente	
r_w (kg/m^3), densità dell'acqua	1030
r_s (kg/m^3), densità della roccia	2350
D = rs/rw - 1	1,28
cot a, cotangente angolo della scarpata	1
K_D, coefficiente di stabilità, vedi p.es. SPM 1977 e 1984	16
K_{Dh}, coefficiente di stabilità per la testata	12,3
d, profondità al piede lmm (m)	7,5
storm surge (m)	1,5
escursione di marea (m)	0,7

		TRONCO			TESTATA		
d (m)	H (m)	D_{n50} (m)	M_{n50} (kg)	V_{n50} (m^3)	D_{n50} (m)	M_{n50} (kg)	V_{n50} (m^3)
6,80	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
7,08	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
7,37	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
7,65	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
7,93	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
8,22	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
8,50	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
8,78	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
9,07	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34
9,35	6,00	1,86	15.072,72	6,41	2,03	19.606,78	8,34

NOTE:
MANTELLATA SCOGLIERA RADENTE

Considerando a scopo cautelativo il valore che si ottiene per la testata, la formula di Hudson restituisce una dimensione dei massi da 19,6 t.

Si è voluto confrontare anche il dato dimensionale ottenuto con quello proveniente sulla scorta delle indicazioni del laboratorio idraulico marittimo SOGREAH (oggi Artelia), inventore dell'ACCROPODE, che ha condotto diverse prove specifiche su modello fisico di mantellate con tali elementi. Si noti che in questo secondo caso computazionale le condizioni al contorno si riferiscono a quelle del funzionamento con tipologia *single layer.*

Computing parameters and results

Projet characteristics

Structure type	Trunk section
Unit type	ACCROPODE™
Armour slope	4/3
Concrete density	2350 kg/m³
Water density	1025 kg/m³
Significant wave height	6 m
Breaking wave	Yes
Seabed slope	5 %
Bottom level of the armor	-7.5 m
Upper level of the armor	5 m

Outputs summary

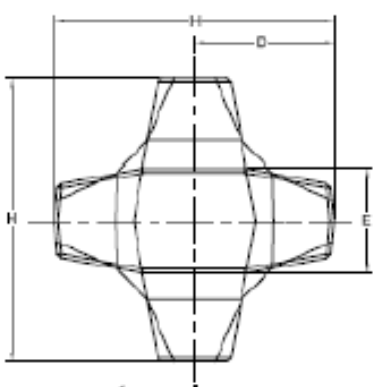
Estimated stability factor (KD)	9.7
Theorical volume	7.75 m³
Selected volume	9 m³
Unit mass	21.15 t
Unit height	2.98 m
Armour thickness	2.68 m
Packing coefficient Phi Ø	0.636
Number of unit for 100 m²	14.7
Concrete consumption	132.31 m³/100m²
Number of row in the slope	9.87
Select rockfill (NLL - NUL)	1.5 - 3t
Underlayer thickness coefficient (Kt)	1.15
Underlayer thickness	2.18 m

I risultati ottenuti, considerando un peso specifico del calcestruzzo di 2350 kg/m^3, portano ad elementi con volume teorico di 7,75 m^3 con una pendenza della scarpata pari a 4 su 3.

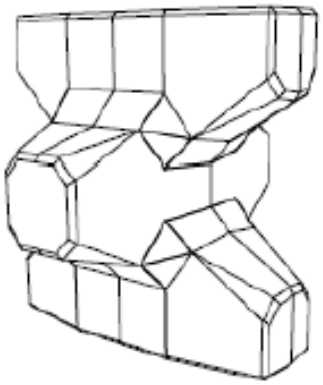
In funzione della pendenza prescelta pari a 1/1, necessaria a garantire un minor ingombro al piede dell'opera provvisionale, ai fini di migliorare la sicurezza degli accosti, si è optato per utilizzare un elemento di dimensione da 9,0 m^3 e peso unitario di 21,15 t. Tale masso soddisfa con cautela anche il dimensionamento effettuato secondo Hudson.

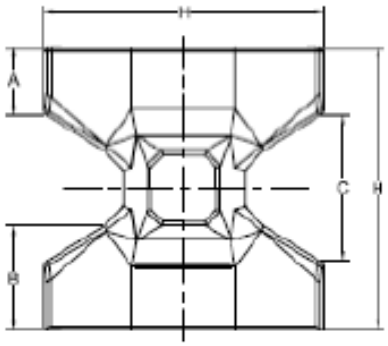
le cui caratteristiche complessive sono quelle di seguito riportate:

ACCROPODE™ GEOMETRY

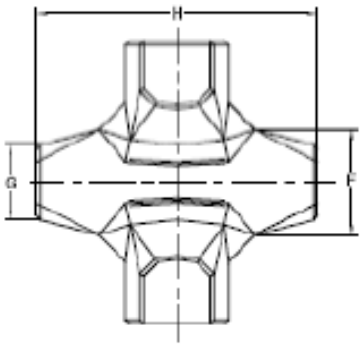


top view





front view



side view

$V = 0.34H^3$

Where:
V = ACCROPODE™ unit volume
H = ACCROPODE™ unit height

H = 1.0
A = 0,243
B = 0.350
C = 0.514
D = 0,500
E = 0,370
F = 0,370
G = 0,264

ELEMENTI MANTELLATA TIPO: ACCROPODE

Volume dell'elemento	V (m^3) =	8,972
Dimensioni dell'elemento	H (m) =	3,13
	A (m) =	1,10
	B (m) =	0,78
	C (m) =	1,82
	D (m) =	0,55
	E (m) =	0,23
	F (m) =	0,73
	G (m) =	0,78
Spessore della mantellata	T (m) =	2,82
Consumo di calcestruzzo	m^3/m^2	1,112
Numero elementi / 100 m^2		18,54
Caratteristiche del sottostrato (d_s = 2.65 t/m^3)	W_{min} (t) =	1,50
	W_{max} (t) =	3,00
	spessore (m) =	2,18
Dimensioni della griglia di impacchettamento degli elementi	coefficiente di impacchettam.	0,636
	D_H (m) =	3,981
	Dv (m) =	1,991

Il calcestruzzo deve essere confezionato con cemento pozzolanico o d'altoforno, adatto per un ambiente fortemente aggressivo (ambiente marino) e deve possedere le seguenti caratteristiche:

- classe di resistenza: C30/C37
- classe d'esposizione: XS3
- densità minima: 2,30 t/m^3
- massimo rapporto acqua cemento: 0,45
- massima temperatura di getto: 30 °C
- classe di consistenza: S2
- diametro massimo degli inerti: Dmax=40 mm.

4.5.2 Verifica allo scivolamento della mantellata

La verifica allo scivolamento della mantellata è stata effettuata tramite l'utilizzo del software SSAP2010. La mantellata e il terreno sottostante sono stati modellati come un pendio costituito da 4 strati:

- strato in ACCROPODE
- strato in scogli di II categoria

- strato di depositi di spiaggia
- strato di Flysch poco o nulla fratturato.

Si è proceduto al calcolo del carico uniformemente distribuito sul pendio, dato dalla somma dei carichi della piastra in cls di pavimentazione sotto il nastro trasportatore, dello strato di magrone, dello strato di transizione in pietrame e pietrisco e della struttura strallata del nastro trasportatore. Tale carico è pari a q_{tot} = 420 kn/m.
Per tracciare i profili del pendio e dei suoi strati, si è utilizzato un sistema di riferimento cartesiano, inserendo i punti dei vari strati.

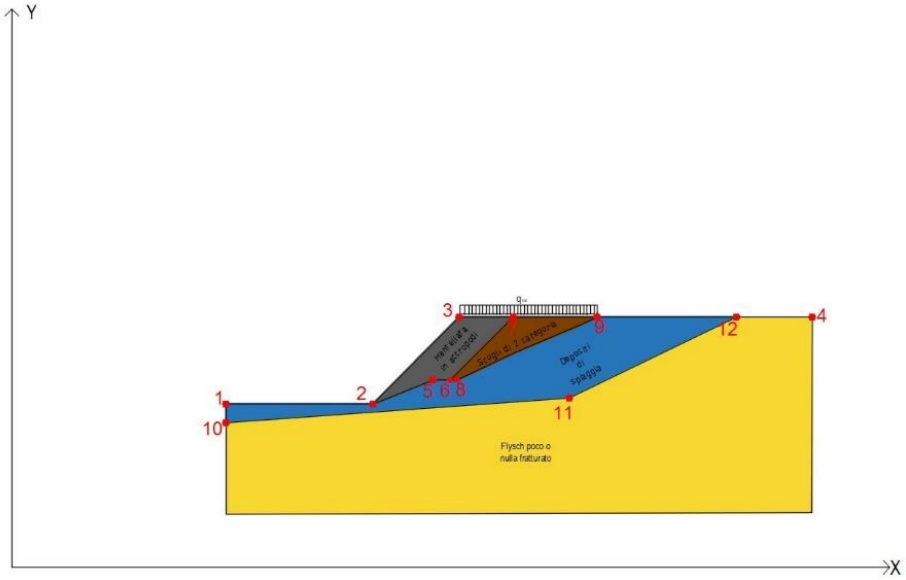


Figura 4-2: Schema di riferimento del pendio.

Sono stati quindi inseriti tutti i parametri geotecnici dei vari strati, la quota della falda e il carico q_{tot}.

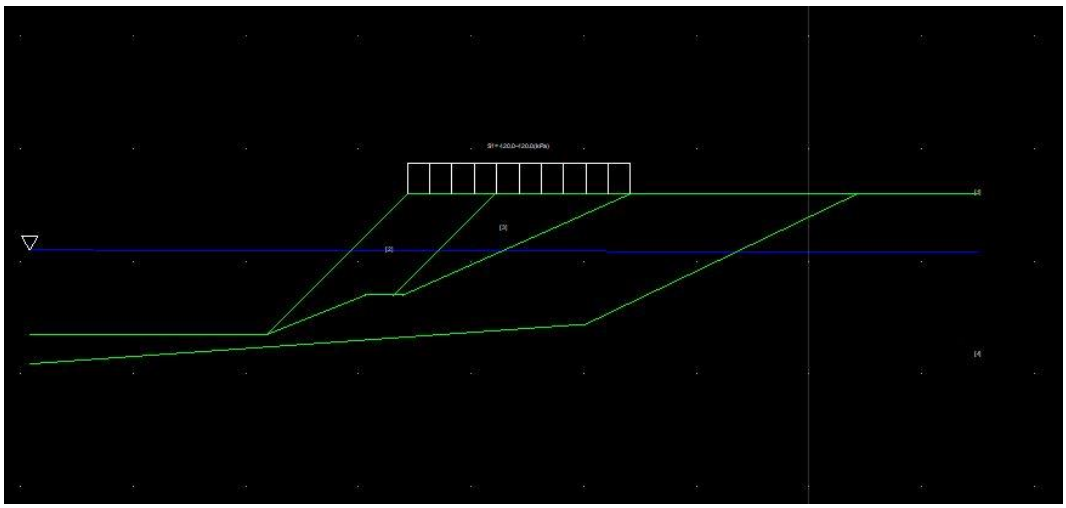


Figura 4-3: Modellazione su SAP2010 del pendio.

Il metodo di calcolo adottato per determinare il coefficiente di sicurezza Fs del pendio è quello rigoroso di Morgenstern & Price (1965). La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a *n*, il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i;
- (n-1) forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- (n-1) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i;
- (n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.

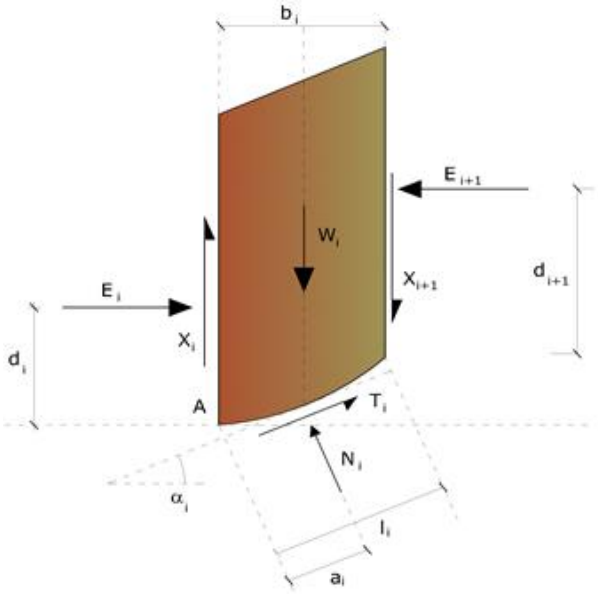


Figura 4-4: Modellazione su SSAp2010 del pendio.

Complessivamente le incognite sono (6n-2). Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n;
- equazioni relative al criterio di rottura n.

Totale numero di equazioni 4n.
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i=(6n-2)-4n=2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.
Con il Metodo di Morgenstern e Price (1965),si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, e si definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La

funzione f(x) è scelta arbitrariamente (costante, sinusoide, semisinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.
La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza F_s, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.
Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c'\cdot(\alpha/F_s)+\tan\varphi'\cdot[(dW/dx)-(dX/dx)-\tan\alpha(dE/dx)-\sec\alpha\cdot(dU/dx)]=(dE/dx)-\tan\alpha\cdot[(dX/dx)-(dW/dx)]$$

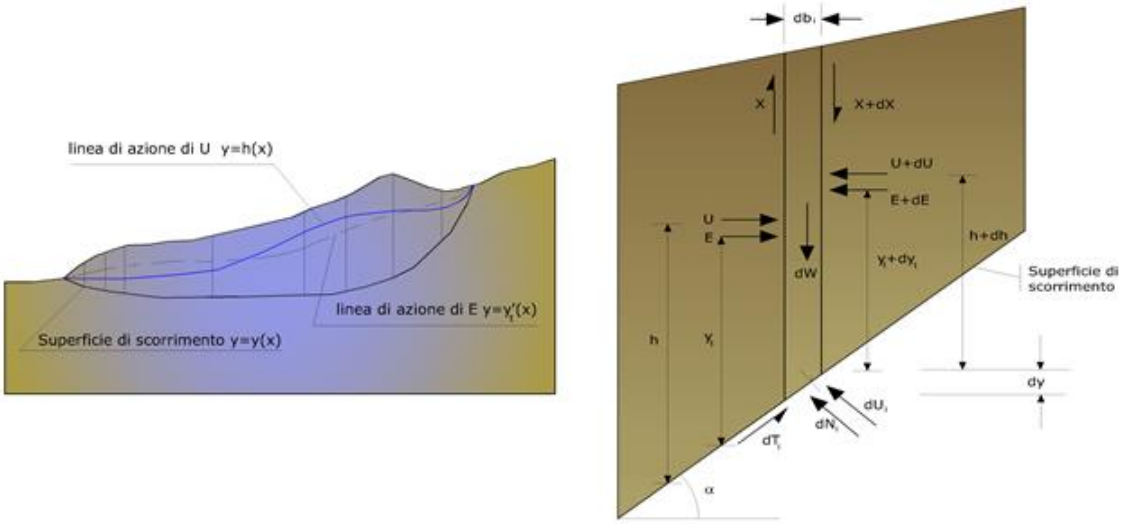


Figura 4-5: Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso.

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X=d(E_y)/dx-\gamma\cdot dE/dx$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

A fine analisi sono state generate le superfici di scivolamento del pendio.

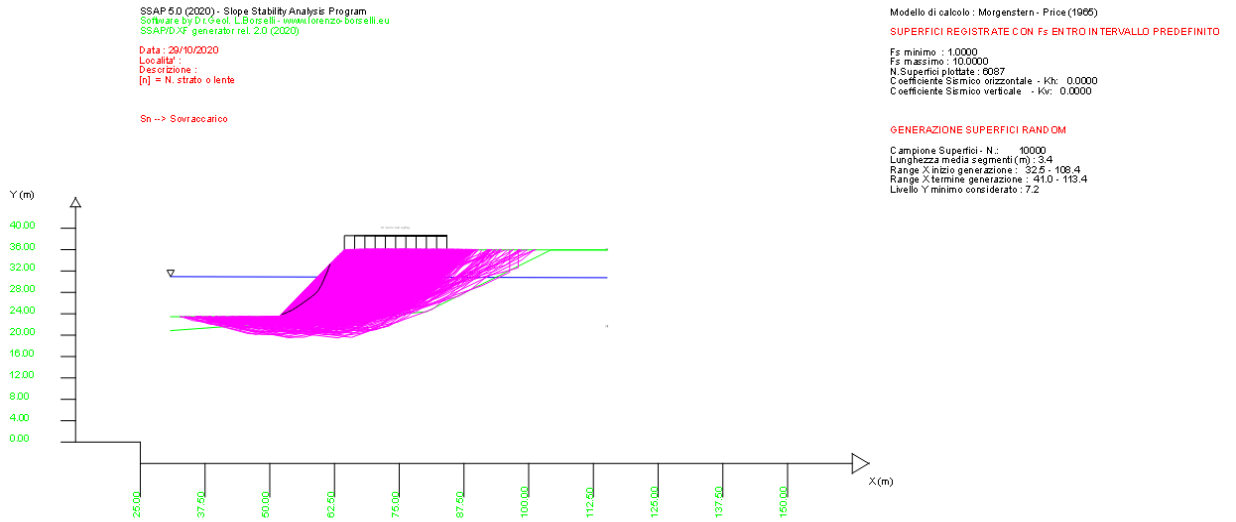


Figura 4-6: Superfici di scivolamento del pendio.

Di seguito vengono riportate le dieci superfici di scivolamento a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza Fs minore con la superfici di scivolamento critica e i grafici delle distribuzioni di forze e pressioni.

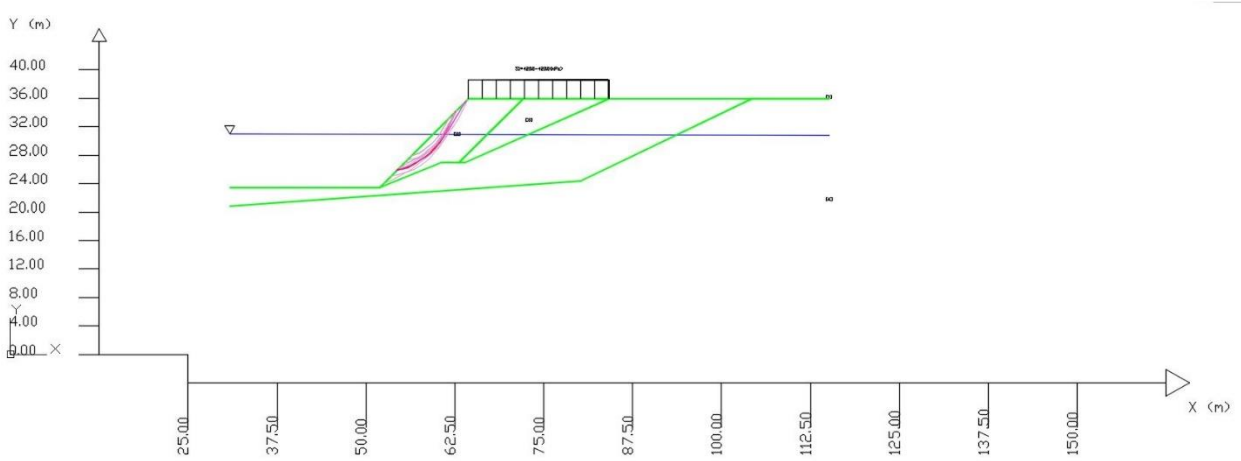


Figura 4-7: Superficie di scivolamento critica del pendio.

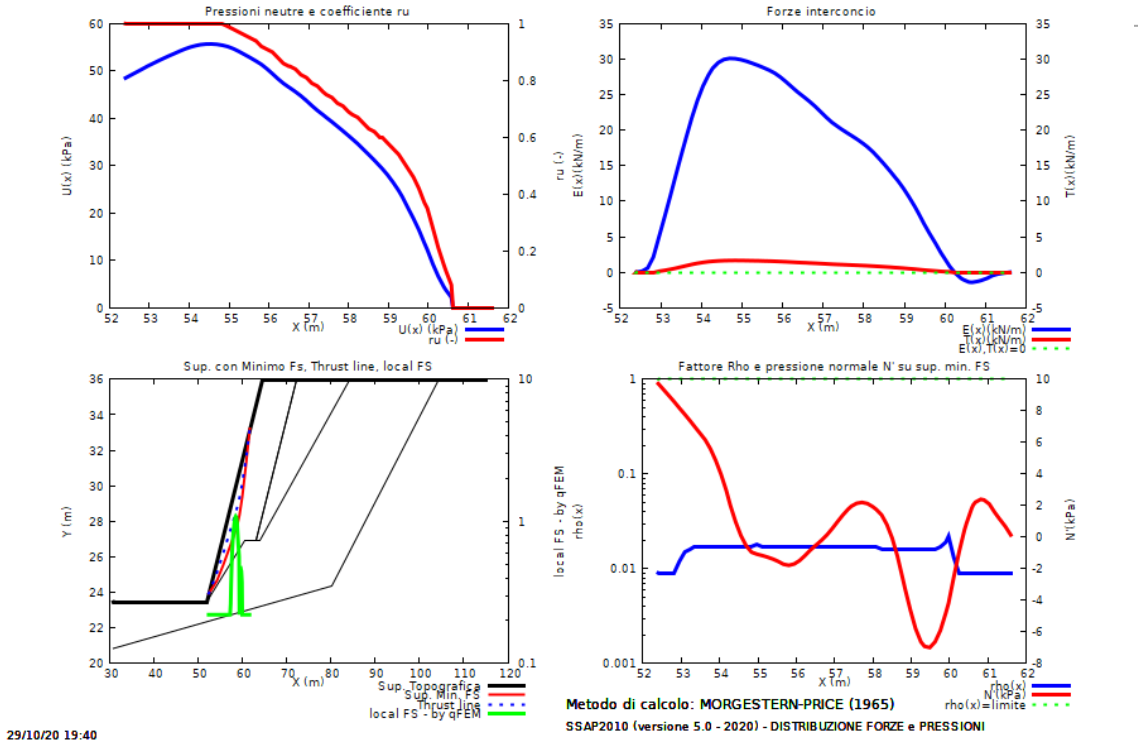


Figura 4-8: Distribuzioni delle forze e delle pressioni all'interno del pendio.

Il coefficiente di sicurezza del pendio è Fs = 1.43, pertanto la verifica allo scivolamento della mantellata risulta soddisfatta.

4.6 DIMENSIONAMENTO DEI MASSI GUARDIANI

I massi guardiani sono degli elementi strutturali che vengono posizionati al piede della scarpa delle strutture marittime a gettata al fine di prevenire l'erosione localizzata al piede e per garantire la stabilità della struttura a scogliera.

Il progetto prevede l'uso di massi guardiani parallelepipedi da circa 4 m^3 in conglomerato cementizio aventi dimensioni 2 x 2 x 1 m. Questi saranno posizionati in doppia fila al piede della scogliera in massi artificiali esapodi di tipo ACCROPODE.

Questi massi sono caratterizzati dalla presenza di fori verticali, al fine di ridurre l'azione destabilizzante derivante dai gradienti di pressione che si instaurano tra le gli strati superiori e inferiori del singolo blocco.

Lo schema di calcolo applicato per il dimensionamento deriva dagli studi compiuti da Burchath nel 1995, in merito alla stabilità delle berme di larghezza variabile a due strati, costituite da scogli o da blocchi parallelepipedi in cemento, realizzate al piede di strutture a gettate.

Questo approccio teorico generalizza lo studio specifico di Van der Meer (1995), relativo alla stabilità delle berme di protezione al piede facendo ricorso a materiali con densità 2,68 t/m^3

La legge di stabilità definita da Burcharth è :

$$H_s/\Delta D = \left(0.4\frac{h_b}{D} + 1.6\right) N^{0.15}$$

in cui :

- H_s è l'altezza significativa dell'onda normale alla struttura,
- D è un parametro che dipende dalla densità del materiale r_s e dell'acqua di mare r_w ,secondo le seguente espressione
- $D=(r_s–r_w)-1$
- D è la dimensione dell'elemento cubico teorico costituente la berma;
- h_b è l'affondamento rispetto al livello medio marino della superficie della berma;
- N è un parametro che stima l'allineamento degli elementi costituenti la berma; i valori caratteristici da attribuire sono :
  - 0,5 → danno minimo (fino al 3% di elementi fuori allineamento)
  - 2 → danno accettabile (fino al 10% di elementi fuori allineamento)
  - 5 → danno grave (fino al 30% di elementi fuori allineamento).

Da questa legge è possibile derivare la relazione seguente tra D e gli altri parametri:

$$D = \left(\frac{H_s}{1.6\Delta N^{0.15}} - 0.25 h_b \frac{1}{\Delta}\right)$$

Al fine di adattare lo schema al caso in esame, si assume che l'entità della berma si riduca a quella del masso guardiano.

L'altezza d'onda H_s è posta pari a 6 m.

Il parametro h_b è stato posto pari all'affondamento della superficie superiore del masso guardiano più svantaggiato che è quello posizionato sui fondali meno profondi.

N è stato posto pari a 0,5 in quanto il livello di danneggiamento ammesso è quello minimo.

Infine, si considera che la densità raggiungibile dal conglomerato cementizio usato per la fabbricazione dei blocchi sia pari a 2,3 t/m^3.

Lo schema di calcolo applicato ha fornito il valore D=1,45 m, che implica un volume $V=D^3$ =3,85 m^3, che viene arrotondato a 4 m^3, a vantaggio di sicurezza.

Si conviene quindi che l'opzione progettuale (masso guardiano da 4 m^3, di dimensioni 2 x 2 x 1 m con fori verticali come prescritto, in conglomerato cementizio con densità da 2,3 t/m^3, che implica un peso P=9,6 t) risulta soddisfare ampiamente la verifica.

Il numero previsto di fori da predisporre è 4; il diametro di ogni foro sarà di 20 cm.

Il volume totale occupato dai fori è 0,125 m^3 che corrisponde a circa il 3% del volume totale del masso, in linea con le direttive tecniche specifiche che prevedono una soglia massima del 10%.

Il conglomerato cementizio sarà confezionato con cemento pozzolanico o d'altoforno e dovrà possedere le seguenti caratteristiche:

- Classe di Resistenza C28/35
- Classe di Esposizione XS1
- classe di consistenza: S4
- densità minima: 2,3 t/m^3,
- massimo rapporto acqua cemento: 0,45
- diametro massimo degli inerti: Dmax=45 mm.
- massima temperatura di getto: 30 °C

I massi devono essere debolmente armati con barre ϕ18 di acciaio B450 C ad aderenza migliorata, e golfari per il sollevamento e il trasporto dei massi stessi, realizzati con barre ϕ30.

4.7 DIMENSIONAMENTO DEI PARABORDI

Il dimensionamento dei parabordi è stato effettuato considerando mezzi marittimi indicativi di progetto di lunghezza pari a:

- L1= 85 m
- L2= 19 m

previste tra quelle facenti parte della flotta di progetto.

Il primo natante di progetto è caratterizzato dalle seguenti dimensioni:

- DISPLACEMENT (Peso): 6100 t
- LOA (Lunghezza fuori acqua): 85 m
- LBP (Lunghezza dentro acqua): 80 m
- BEAM (Larghezza):19 m
- DEPTH (Altezza): 6.5m
- DRAFT (Immersione): 5.1 m.

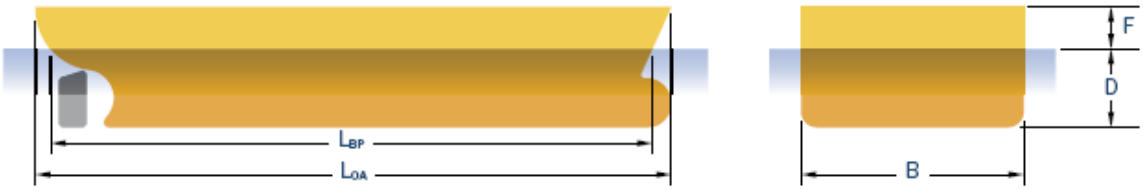


Figura 4-9: Schema di riferimento per l'individuazione delle dimensioni caratteristiche del natante.

Assumendo che il natante si avvicini all' ormeggio lateralmente l'energia di accosto E (in KN m) vale:

$$E= 0,5\ M_d\ (V_b^2)\ C_M\ C_E\ C_S\ C_C$$

Con:

- M_d è il peso del natante
- V_b la "velocità di accosto" (m/s)
- C_e è il "coefficiente di eccentricità "

- C_c è il "coefficiente di "configurazione"
- C_M è il "coefficiente di "massa aggiuntiva"
- C_s è il "coefficiente di "delicatezza"

La "velocità di accosto" V_b viene fissata in funzione del peso del natante e dalle condizioni di difficoltà di ormeggio ed esposizione ai marosi secondo la seguente schema di calcolo:

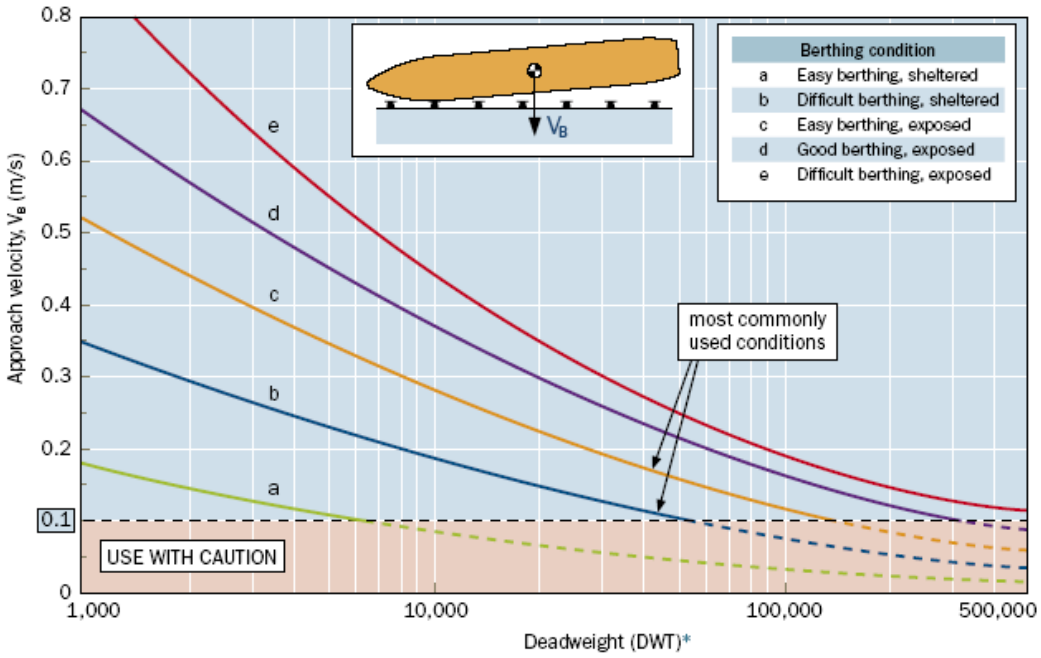


Figura 4-10: Diagramma delle velocità di ormeggio V_b.

DWT	Velocity, Vb (m/s)				
	a	b	c	d	e
1,000	0.179	0.343	0.517	0.669	0.865
2,000	0.151	0.296	0.445	0.577	0.726
3,000	0.136	0.269	0.404	0.524	0.649
4,000	0.125	0.250	0.374	0.487	0.597
5,000	0.117	0.236	0.352	0.459	0.558
10,000	0.094	0.192	0.287	0.377	0.448
20,000	0.074	0.153	0.228	0.303	0.355
30,000	0.064	0.133	0.198	0.264	0.308
40,000	0.057	0.119	0.178	0.239	0.279
50,000	0.052	0.110	0.164	0.221	0.258
100,000	0.039	0.083	0.126	0.171	0.201
200,000	0.028	0.062	0.095	0.131	0.158
300,000	0.022	0.052	0.080	0.111	0.137
400,000	0.019	0.045	0.071	0.099	0.124
500,000	0.017	0.041	0.064	0.090	0.115

Tabella 1 – Tabella di riepilogo della velocità di ormeggio.

Il "coefficiente di eccentricità" C_e rappresenta l'aliquota di energia dissipata durante la rotazione del naviglio quando il punto di rotazione X non è il centro di massa.

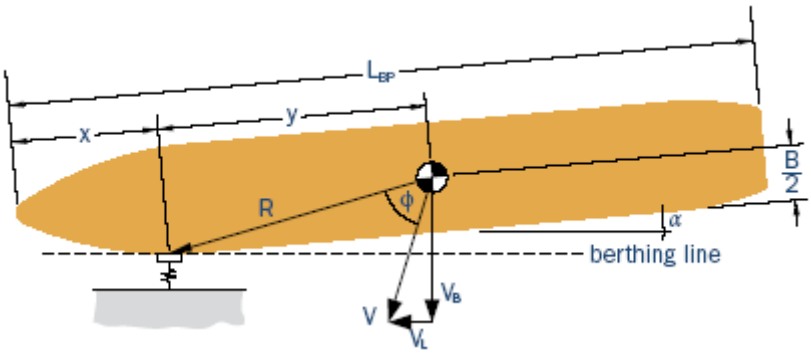


Figura 4-11: Schema di riferimento per il parametro C_E

Si osserva che:

- se il punto di rotazione X è posizionato a circa 0.25 volte la lunghezza del naviglio C_e vale 0.4-0.6
- se il punto di rotazione X è posizionato a circa 0.33 volte la lunghezza del naviglio C_e vale 0.6-0.8
- se il punto di rotazione X è posizionato a circa 0.5 volte la lunghezza del naviglio C_e vale 0.9 -1.0

Il coefficiente di "delicatezza" C_s misura l'aliquota dell'energia assorbita per deformazione elastica del sistema scafo – fender:

- vale 0,9 se la freccia ammessa è minore di 150 mm;
- vale 1.0 se la freccia ammessa è maggiore di 150 mm.



Figura 4-12: Schema di riferimento per il parametro C_s

Il coefficiente di "massa aggiuntiva" C_M misura gli effetti inerziali dovuti alla deformazione del fluido.

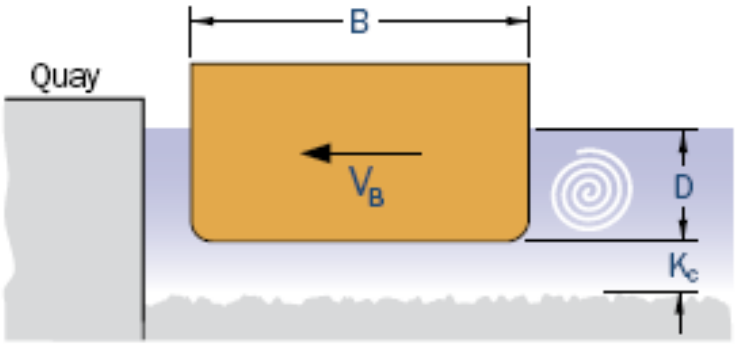


Figura 4-13: Schema di riferimento per il parametro C_M.

Esso viene misurato con la formula di Vasco Costa :

$$C_M=1+(2D/B)$$

in cui:

- D è il draft, cioè l'immersione dello scafo (in m)
- B è il Beam cioè la larghezza dello scafo (in m).

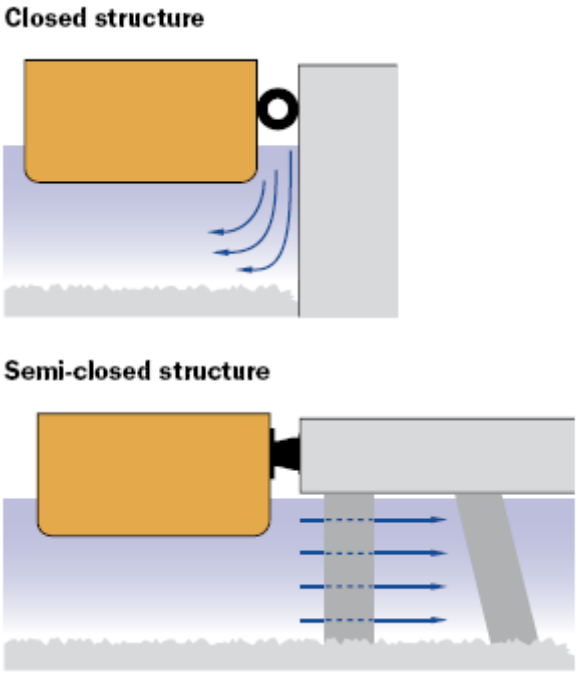


Figura 4-14: Schemi di riferimento per parametro C_c (Struttura aperta in alto, struttura semichiusa in basso).

Il coefficiente di "configurazione" C_c misura gli effetti di ammortizzazione dell' acqua intrappolata tra lo scafo e l'ormeggio. Esso è funzione della tipologia di ormeggio utilizzato:

- se l'ormeggio corrisponde alla tipologia "chiusa" (pareti di tipo verticali) C_c vale 0.8.

- se l'ormeggio corrisponde alla tipologia "semichiusa" (opere su pali in fondali con pendenza elevata) C_C vale 0.9.
- se l'ormeggio corrisponde alla tipologia "aperta" (opere su pali in fondali piani) C_C vale 1.0.

A vantaggio di sicurezza nei casi in esame si è ritenuto di fissare:

- V_b=374 mm/s in quanto si suppone che il grado di esposizione ai marosi sia il massimo e il grado di difficoltà di accosto sia minimo,
- C_c= 1.0 poichè le strutture in progetto corrispondono al caso "strutture aperte",
- C_e= 0.547 poichè si considera che il naviglio si accosti lateralmente all'ormeggio con punto di rotazione localizzato 0.3 volte la lunghezza dello scafo,
- C_s = 1,0 poichè si ammette che la freccia ammessa sia maggiore di 150 mm.

Inoltre:

- Cm= 1,655 per le dimensioni del natante,

E vale 374 kNm.

Il valore di progetto E_a viene determinato amplificando E con un coefficiente di sicurezza posto pari a 1,75.

E_a risulta pertanto pari a 676 kNm.

Si è pertanto ipotizzato l'uso di parabordi tipo Trelleborg SCN 1100 F2.3.

4.8 DIMENSIONAMENTO DELLA BRICCOLA D'ACCOSTO

4.8.1 Reazione sulla struttura di accosto

Per il dimensionamento delle briccole di accosto sono stati valutati i carichi agenti e si è scelta come forzante di calcolo la reazione trasmessa dal parabordo durante l'accosto della nave in quanto essa risulta molto più gravosa rispetto alle forzanti dovute alla pressione del vento, al tiro alla bitta o all'azione del mare.

La forza di accosto trasmessa alla struttura dal parabordo è funzione sia della tipologia di nave che della tipologia di fender prevista nel progetto. Una volta fissata la tipologia della nave e quindi i parametri che da questa derivano, essa dipende esclusivamente dalle caratteristiche del fender:

- geometria,
- materiale,
- caratteristiche prestazionali.

La reazione trasmessa sulla struttura è ricavabile dalle tabelle fornite dai diversi produttori di fender in funzione dell'energia assorbita.

Nel nostro caso si è previsto di utilizzare un fender tipo Super Cone SCN 1100 F2.3 della Trelleborg che presenta le seguenti caratteristiche prestazionali:

- Energia assorbita = 686,00 KNm
- Reazione trasmessa = 1105,20 KN

Al valore dell'energia assorbita dal fender E_a, in precedenza calcolata, corrisponde quindi una reazione sulla briccola, in seguito alle manovre di accosto, prossima a: F ≈ 110,5 tonn.

4.8.2 *Verifica di resistenza strutturale dei pali*

La briccola d'accosto è sorretta da due pali trivellati in cls armato con armatura tubolare in acciaio, uno verticale e uno inclinato di 70° rispetto all'orizzontale (Fig.4-13). Il palo verticale ha un'armatura longitudinale di 32 Φ30 e lunghezza pari a 20 m, mentre quello inclinato ha un'armatura di 35 Φ 30 e lunghezza 20 m.

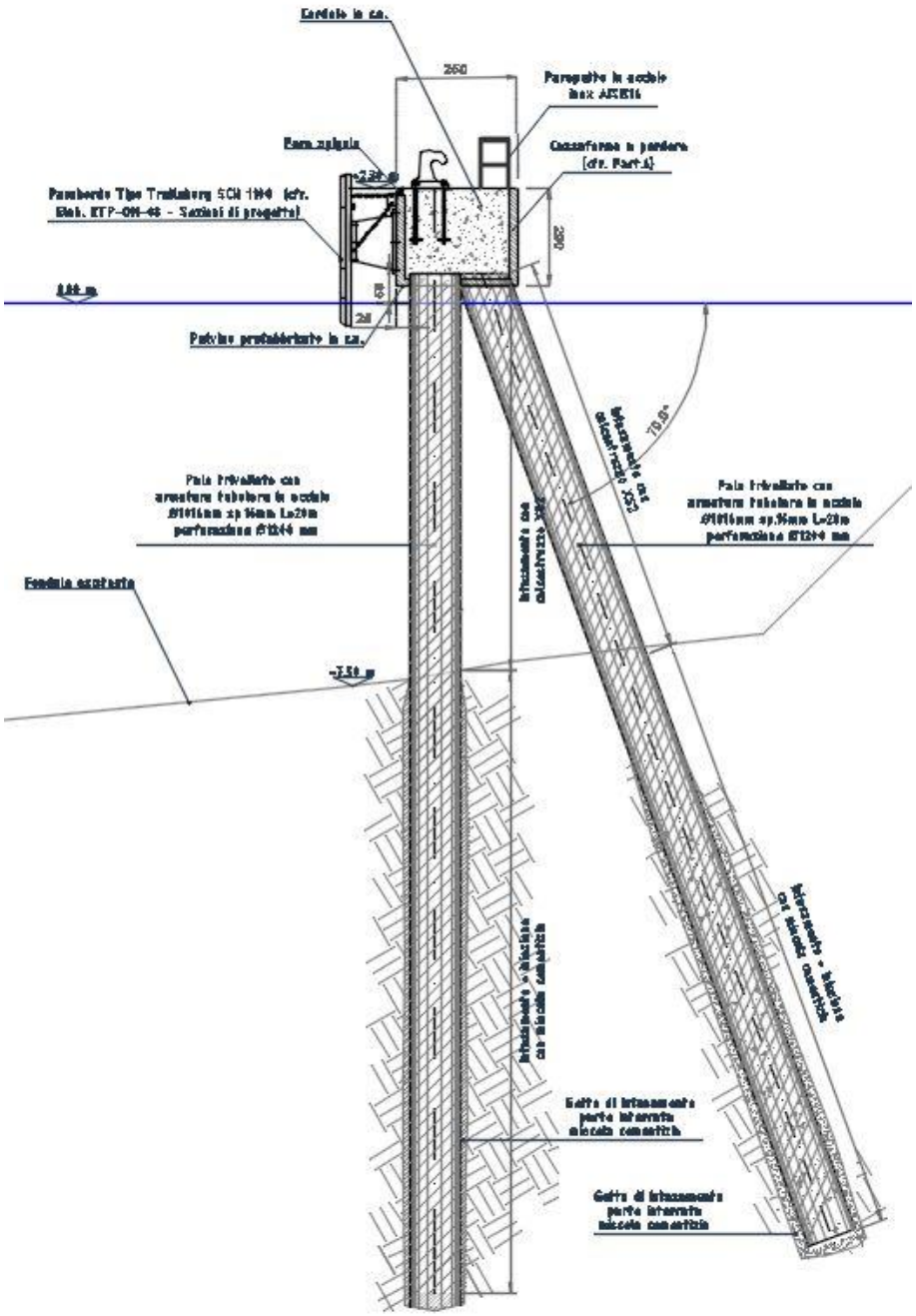


Figura 4-13: Sezione tipo briccola d'accosto estratta da "BIS2M-C-CAN05-CA01-1 - Opere di ausilio all'ormeggio".

La verifica strutturale è stata effettuata utilizzando i software “SAP2000” e “VcaSlu”. La struttura è stata modellata su SAP2000 tenendo conto della diversa stratificazione del terreno (acqua, depositi di spiaggia e Flysch poco o nulla fratturato). A vantaggio di sicurezza non si è considerata l’armatura tubolare in acciaio.

Il collegamento in testa dei pali viene assunto come vincolo Diaframma e la forza orizzontale agente su esso è stata posta uguale alla reazione del parabordo R =1105 kN.

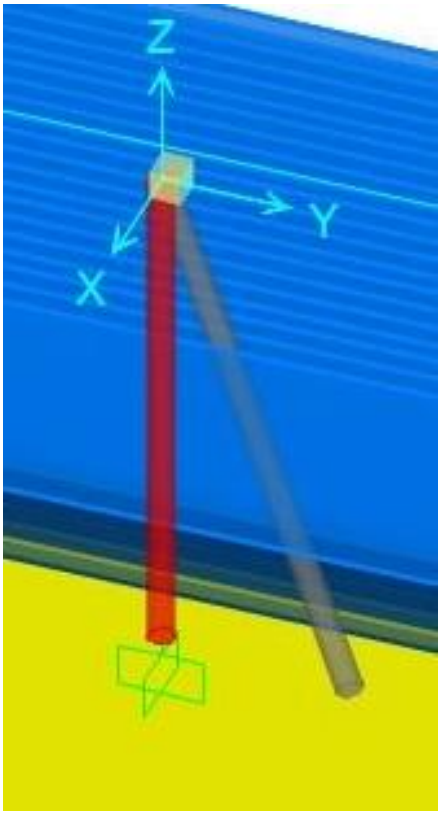


Figura 4-15: Schema strutturale impiegato su SAP2000 (vista assonometrica)

Si sono quindi ricavate le sollecitazioni agenti sulla briccola.

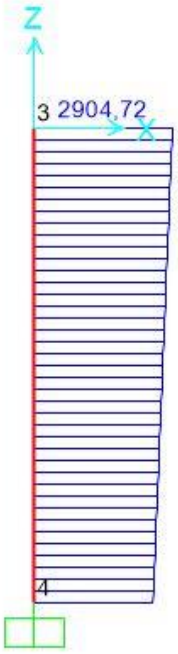


Figura 4-16: Sforzo Normale agente sul palo verticale.

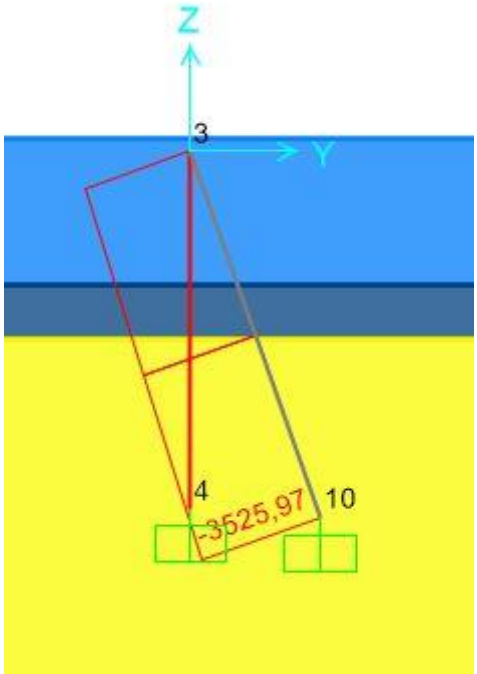


Figura 4-17: Sforzo Normale agente sul palo inclinato.

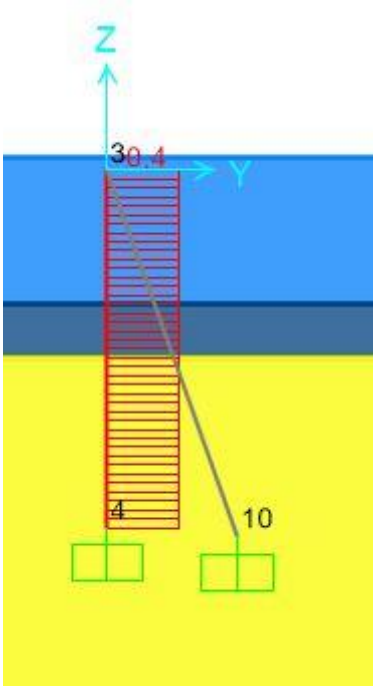


Figura 4-18: Taglio agente sul palo verticale.

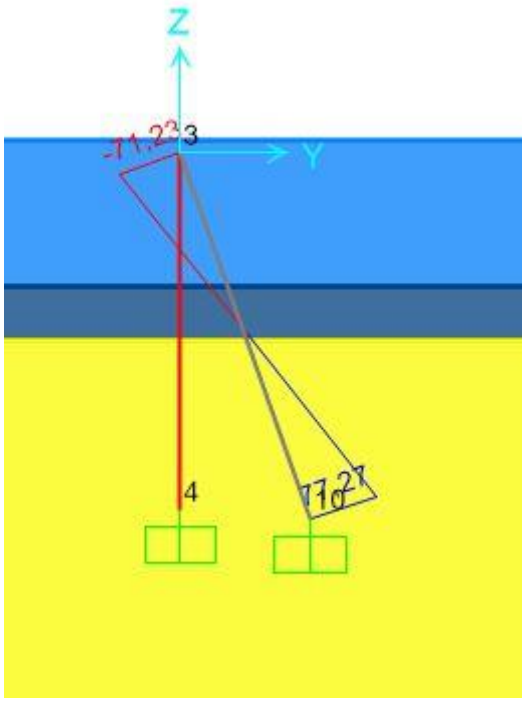


Figura 4-19: Taglio agente sul palo inclinato.

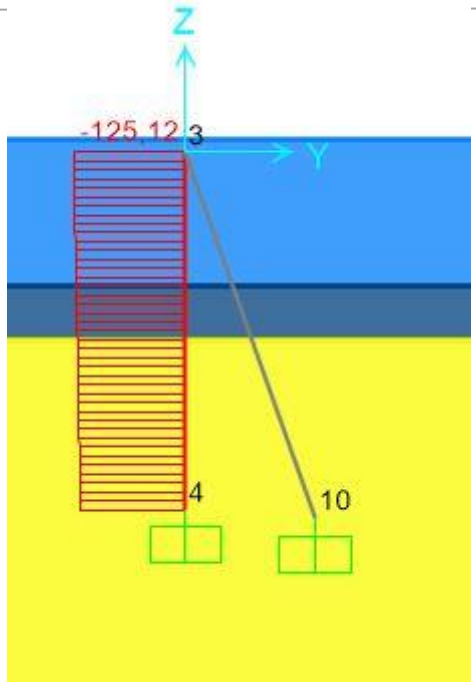


Figura 4-20: Momento flettente agente sul palo verticale.

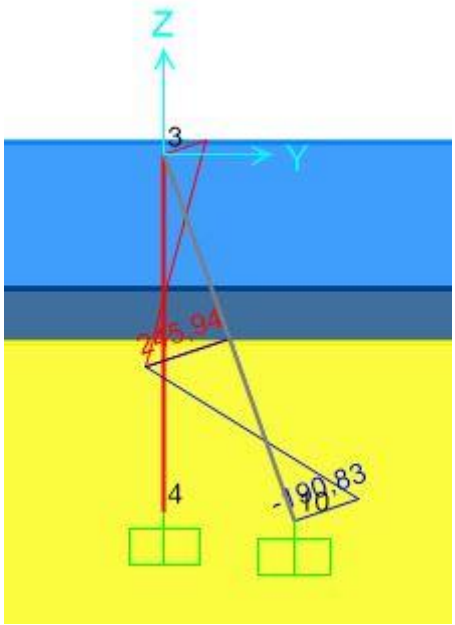


Figura 4-21: Momento flettente agente sul palo inclinato.

Nella tabella seguente vengono riportate tutte le sollecitazioni agenti sui pali.

Sollecitazioni da SAP2000				
	Palo Verticale		Palo Inclinato	
	Min	Max	Min	Max
Sforzo Normale [kN]	2496,28	2904,72	-3107,13	-3525,97
Taglio asse Y [kN]	-0,4	-0,4	-71,23	77,27
Taglio asse X [kN]	0	0	0	0
Momento Flettente asse Y [kNm]	-117,07	-126,12	-190,83	245,94
Momento Flettente asse X [kNm]	0	0	0	0

Tabella 2 – Tabella di riepilogo delle sollecitazioni.

I valori massimi delle sollecitazioni risultano pari a:

- N_{Ed} = 3525.97 kN
- V_{Ed} = 77.27 kN
- M_{Ed} = 245.94 kNm.

La verifica di sicurezza è stata eseguita secondo le "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni 2008", come specificato nel §2.2.1:

$$Rd \geq Ed.$$

Il coefficiente parziale per le azioni è stato assunto pari a γ_F=1,5, mentre quello per le resistenze pari a γ_T=1,3

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,9 1,1	1,0 1,3	1,0 1,0
Carichi permanenti non strutturali[1]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,0 1,5	0,0 1,5	0,0 1,3

Figura 4-22 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU estratta da Tab. 2.6.I "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni 2008".

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
γ_T =1,0	γ_T =1,6	γ_T =1,3

Figura 4-23 – Coefficienti parziali per le resistenze nelle verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali estratta da Tab. 6.4.VI "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni 2008".

Per il calcolo del momento resistente M_{Rd} e del dominio di interazione M-N si è utilizzato il software VcaSlu.

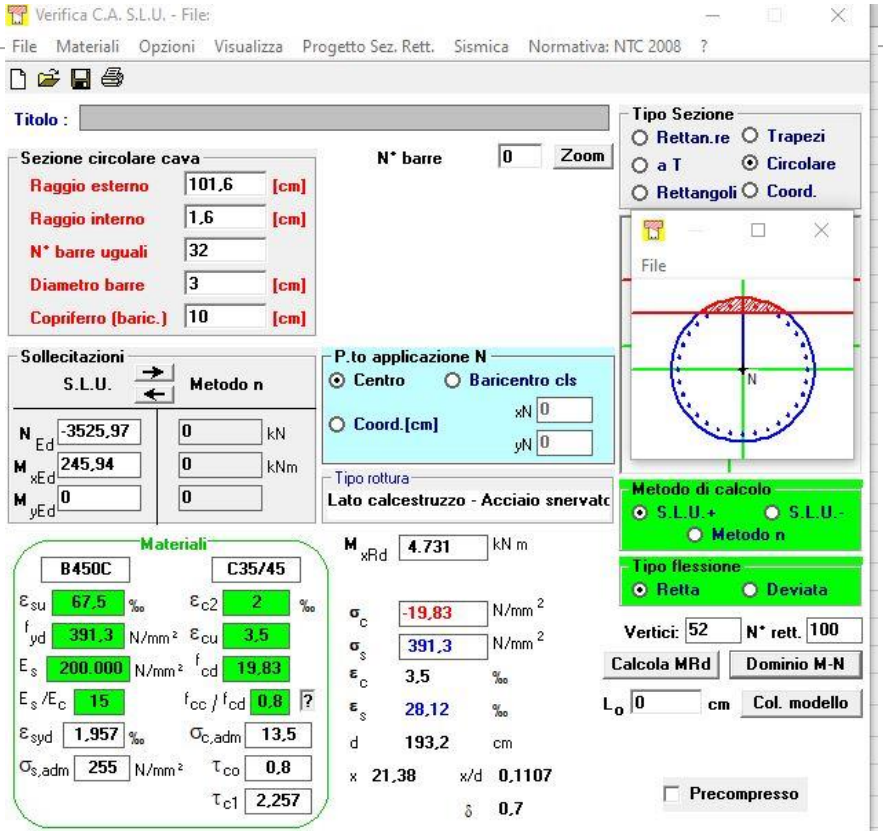


Figura 4-24: Verifica allo SLU tramite l'utilizzo del software VcaSlu.

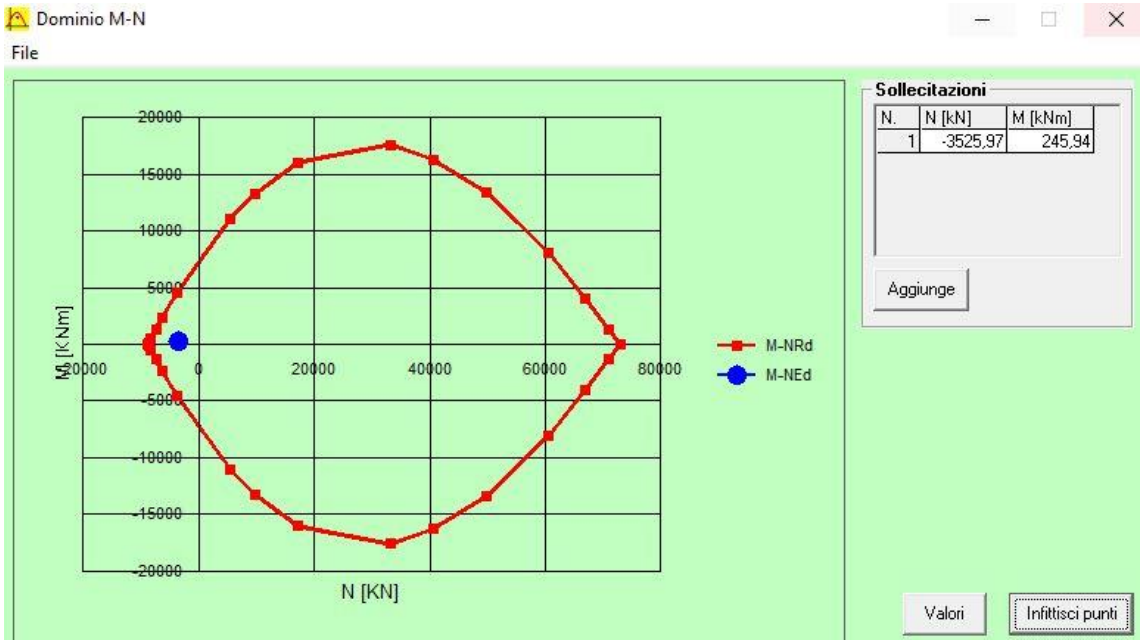


Figura 4-25: Dominio M-N.

Dal grafico del dominio M-N si nota che il punto M_{Ed}-N_{Ed} ricade all'interno del dominio.

Il momento resistente risulta pari a M_{Rd} = 4.731 kNm e dividendolo per il coefficiente parziale per le resistenze γ_T=1,3, si ottiene Rd = 3.639,23 kNm.

Il momento sollecitante è pari a M_{Ed} = 245,94 kNm e moltiplicandolo per il coefficiente parziale per le azioni γ_F=1,5, si ottiene Ed = 368,91 kNm (Rd ≥ Ed).

Per la verifica a taglio si è seguito il paragrafo "4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio" delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni 2008", dove il valore del taglio resistente V_{Rd} viene assunto pari al minimo tra la resistenza di calcolo a "taglio trazione" con riferimento all'armatura trasversale V_{Rsd} e la resistenza di calcolo a "taglio compressione" con riferimento al calcestruzzo d'anima V_{Rcd}:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta)/(1 + ctg^2\theta)$$

Da cui si ottengono:

V_{Rsd} = 6.521,61 kN
V_{Rcd} = 565,40 kN

Il taglio resistente risulta pari a V_{Rd} = 565,40 kN e dividendolo per il coefficiente parziale per le resistenze γ_T=1,3, si ottiene Rd = 434,92 kN.

Il taglio sollecitante è pari a V_{Ed} = 77.27 kN e moltiplicandolo per il coefficiente parziale per le azioni γ_F=1,5, si ottiene Ed = 115,91 kN (Rd ≥ Ed).

La verifica di resistenza risulta soddisfatta.

4.8.3 Verifica di resistenza geotecnica dei pali soggetti a carico trasversale

Per il calcolo del carico limite trasversale della briccola d'accosto si è utilizzata la teoria di Broms. La verifica per carico limite dell'insieme fondazione-terreno è effettuato secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) delle "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni 2008"; i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono quelli riportati in fig.4-21 per le azioni, in fig.4-22 per le resistenze e nella figura seguente per i parametri geotecnici del terreno.

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

Figura 4-26– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del tereno estratta da Tab. 6.2.II "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni 2008".

La briccola è considerata sorretta dal solo palo verticale e si tiene conto solo dello strato di terreno di Fylsch (strato con spessore maggiore); con queste ipotesi il sistema è a vantaggio di sicurezza.

Il sistema palo-terreno ha le seguenti caratteristiche:

- H_{lim} = carico limite orizzontale
- e = altezza tra la forza orizzontale e il suolo = 8,75 m
- d = Diametro palo = 1,02 m
- Ltot = lunghezza palo = 20 m
- L = lunghezza palo nel terreno = 11,25 m
- C_u = 720 kPa
- Φ = 58°
- γ = 26 kN/m^3

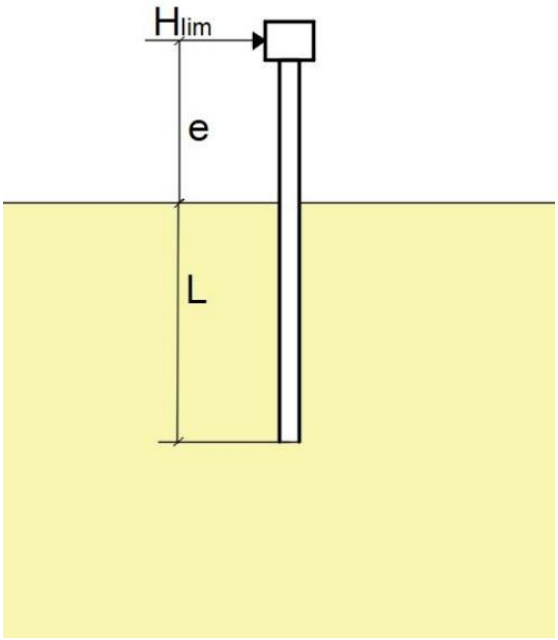


Figura 4-27: Schema della briccola per il calcolo del carico limite trasversale.

Secondo la teoria di Broms, lo schema di analisi è quello di palo lungo a rotazione impedita in testa in terreno coesivo.

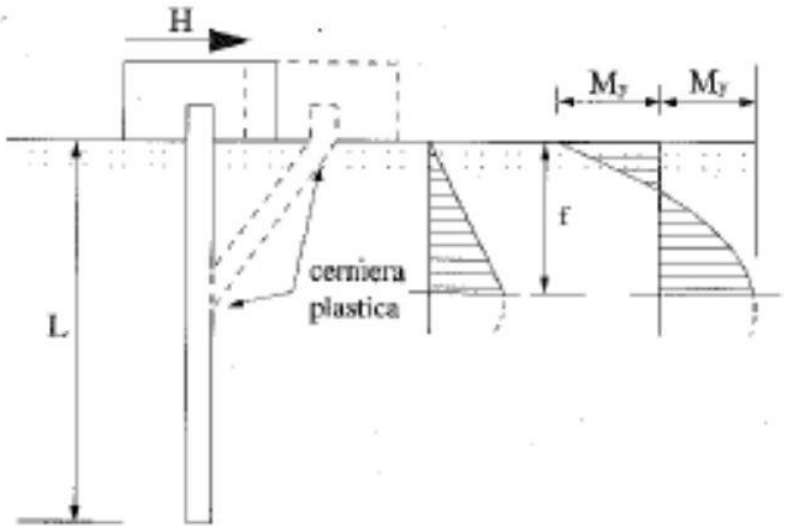


Figura 4-27: Schema palo lungo a rotazione impedita in testa in terreno coesivo secondo Broms.

Il momento plastico M_y può essere ricavato da tabelle con valori per tipiche sezioni circolari in c.a, come ad esempio quella proposta da Viggiani:

Diametro (m)	Armatura	M_y (kNm)*
0,40	6 ϕ 16	61.8
	8 ϕ 20	114,7
	8 ϕ 24	177,5
0,50	6 ϕ 16	89,2
	8 ϕ 20	215,7
	8 ϕ 24	347,1
0,60	8 ϕ 16	154,0
	12 ϕ 24	384,4
	12 ϕ 30	600,1
0,80	10 ϕ 20	365,8
	20 ϕ 24	994,3
	22 ϕ 30	1.574
1,00	16 ϕ 20	714,9
	22 ϕ 26	1.672
	30 ϕ 30	2.778
1,20	16 ϕ 24	1.235
	26 ϕ 26	2.330
	38 ϕ 30	4.333
1,50	24 ϕ 24	2.411
	40 ϕ 26	4.551
	44 ϕ 30	6.553

Figura 4-28: Valori del momento di plasticizzazione M_y per tipiche sezioni in c.a estratta da "Carlo Viggiani – Fondazioni".

Si assume dunque un momento di plasticizzazione M_y pari a 2.778 kNm.

Nelle condizioni di palo lungo a rotazione impedita in testa in terreno coesivo, si ha la formazione di due cerniere plastiche e il carico limite trasversale può essere ricavato mediante la formula:

$$\frac{H_{lim}}{c_u d^2} = -13{,}5 + \sqrt{182{,}25 + 36\,\frac{M_y}{c_u d^3}}$$

da cui si ottiene H_{lim} = 3.142,96 kN

La verifica di sicurezza è stata eseguita secondo le "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni 2008", come specificato nel §6.2.3.1:

$$Rd \geq Ed.$$

Il coefficiente parziale per le azioni è stato assunto pari a γ_F=1,5, mentre quello per le resistenze pari a γ_T=1,3

Dividendo H_{lim} per il coefficiente parziale per le resistenze γ_T=1,3, otteniamo Rd = 2.417,67 kN.

Il valore dell'azione orizzontale di progetto R è pari a 1105 kN, e moltiplicandolo per il coefficiente parziale per le azioni γ_F=1,5 si ottiene Ed = 1.657,5 kNm (Rd ≥ Ed).

La verifica di resistenza risulta soddisfatta.