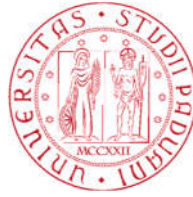


1222·2022
800
ANNI



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Indirizzo idraulica

**Progettazione di una soluzione innovativa per
l'ancoraggio del convertitore di energia mareale
tirantato GEMSTAR**

Relatore: Ch.mo Prof. Ing. Luca Martinelli

Correlatore: Ch.mo Prof. Ing. Domenico Coiro

Studente: Camilla Ghezzi

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

INDICE

1	LE MAREE.....	1
2	CONVERTITORI DI ENERGIA MAREALI	9
2.1	Tidal barrages	11
2.2	Tidal current technologies.....	13
2.3	Tidal fences.....	16
2.4	Tidal kite	17
2.5	GEMSTAR.....	18
3	AREA DI INTERESSE.....	21
3.1	Lo Stretto di Messina.....	22
3.2	Sito di interesse	32
	3.2.1 Relazione Ambitech	33
	3.2.2 Report rilievi Idrosfera	38
3.3	Aspetti geologici	41
3.4	Range di velocità'.....	46
3.5	Conclusioni	50
4	SISTEMI DI ANCORAGGIO	53
4.1	Configurazione.....	56
4.2	Ancora.....	59
	4.2.1 Pali (pile anchor PA)	61
	4.2.2 Ancora a peso morto (dead weight anchor DWA)	64
4.3	Linee di ancoraggio.....	66
	4.3.1 Catene	66
	4.3.2 Funi metalliche (wire ropes)	69
	4.3.3 Corde in fibra sintetica (synthetic ropes)	72
5	SISTEMA DI ANCORAGGIO PROPOSTO PER GEMSTAR.....	75
5.1	Requisiti sistema ancoraggio	76
5.2	Configurazione e tensioni sui cavi	78
5.3	Ancora: Ancora a peso morto.....	90
5.4	Soluzioni tradizionali.....	93
5.5	Soluzione innovativa.....	99
	5.5.1 Tubi PVC	100
	5.5.2 Progetto del cassone in calcestruzzo	110
5.6	Verifica di galleggiamento	114

6	FASI DI INSTALLAZIONE DELL'ANCORA.....	119
7	LINEE DI ANCORAGGIO.....	123
8	ELEMENTI ACCESSORI: shackle e swivel.....	127
9	COSTO COMPLESSIVO DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO	131

INDICE FIGURE

<i>Figura 1: Schema delle distanze e masse del sistema Terra-Luna-Sole</i>	3
<i>Figura 2: Schema delle forze centrifuga e centripeta che caratterizza il sistema Terra-Luna</i>	4
<i>Figura 3: Schema con declinazione lunare e i due "rigonfiamenti" allineati con la Luna</i>	4
<i>Figura 4: Schema marea sigiziale (spring tide) e marea di quadratura (neap tide)</i>	6
<i>Figura 5: Schema maree dell'Apogeo e Perigeo</i>	7
<i>Figura 6: Schema dei tre modelli base di marea: ciclo di marea diurno, semidiurno, misto semidiurno</i>	8
<i>Figura 7: Planisfero della distribuzione dei tre tipi di cicli di marea nelle coste</i>	8
<i>Figura 8: Sezione di un convertitore di energia tidal barrage (sopra) e foto del primo sbarramento di marea, e anche della seconda più grande centrale mareomotrice del mondo, "La Rance", situata in Francia (sotto)</i>	12
<i>Figura 9: SeaGEN (a sinistra) e Open Center (a destra)</i>	13
<i>Figura 10: Orbital O2</i>	13
<i>Figura 11: Rappresentazione schematica e foto del Kobold TEC</i>	14
<i>Figura 12: Stingray (a sinistra) e BioStream (a destra)</i>	14
<i>Figura 13: Schema di una tidal fence</i>	16
<i>Figura 14: Foto del tidal kite Minesto</i>	17
<i>Figura 15: Rappresentazione CAD dell'ancoraggio a cavo singolo di GEMSTAR (da SEAPOWERS)</i>	18
<i>Figura 16: Foto del secondo prototipo in scala 1:5 del modello GEMSTAR</i>	19
<i>Figura 17: Foto del prototipo in scala reale nella laguna di Venezia e dettaglio della turbina (da SEAPOWERS)</i>	20
<i>Figura 18: Lo Stretto di Messina nel Mar Mediterraneo centrale (riquadro), linee di faglia, dati batimetrici rielaborati del fondo dello stretto e dati per le aree terrestri</i>	22
<i>Figura 19: (A) Veduta panoramica-aerea dello Stretto di Messina vista da sud (B) Durante l'inversione tra le due opposte fasi di piena e di riflusso si osservano asperità della superficie del mare davanti a Capo Peloro in Sicilia e più a nord (C), così come i vortici (D). (E) Questi fenomeni sono stati attribuiti ai mostri marini dalla mitologia greca</i>	23
<i>Figura 20: (A) Effetto della propagazione dell'onda di marea verso sud sulla superficie del mare dello Stretto di Messina. Il fronte principale è indicato dalla freccia bianca. Nota una seconda ondata in arrivo più settentrionale (freccia), separata da ca. 6 h dalla maggiore. (B) Perturbazioni della superficie del mare prelevate dall'immagine SAR ERS 1 e acquisite 20 minuti dopo il massimo flusso di marea diretto verso nord a Punta Pezzo (Calabria) e (C) durante la fase opposta</i>	25
<i>Figura 21: (A) Modello concettuale di sovrapposizione e inversione di masse d'acqua tra le Acque Superficiali Tirreniche (TSW) e le Acque Intermedie Levantine (LIW), in un arco di tempo di ca. 9 h e ricostruita lungo la sezione a-a'. (B) Distribuzione longitudinale delle temperature dell'acqua di mare (in gradi Celsius) attraverso lo Stretto di Messina, granulometria dei sedimenti e velocità della corrente. (C) Campi di temperatura e direzione attraverso l'onda interna che si propaga attraverso lo Stretto di Messina a una profondità compresa tra -0 e -250 m. Notare la direzione opposta delle due masse d'acqua sovrapposte separate dalle onde interne. Tutti i profili coincidono grosso modo con la traccia mostrata in (A). (immagine da Sergio G. Longhitano "Between Scylla and Charybdis (part 1): the sedimentary dynamics of the modern Messina Strait (central Mediterranean) as analogue to interpret the past").</i>	27
<i>Figura 22: Modello schematico (da sud a nord) di ciò avviene su un tratto che corre lungo l'intera lunghezza dello stretto al centro. Nella fase di riflusso le acque tirreniche scorrono su quelle ioniche e coprono tutto il canale (A); dopo questa fase i livelli delle acque dei due mari adiacenti tendono a raggiungere un livello comune, alcune delle acque più leggere del Tirreno scorrono ancora in direzione nord-sud (B); nella fase di piena, le acque più dense dello Ionio confluiscono sotto quelle più leggere, allagando l'intero canale e correndo lungo i fondali nel Mar Tirreno (C). (immagine da Sergio G. Longhitano "Between Scylla and</i>	

<i>Charybdis (part 1): the sedimentary dynamics of the modern Messina Strait (central Mediterranean) as analogue to interpret the past</i>).....	28
Figura 23:(A) Veduta tridimensionale dello stretto di Messina centro-zona vista da sud (vedi riquadro). (B) Affioramento roccioso subacqueo fotografato durante un'indagine. (C) Conglomerati interpretati come depositi deltaici bassi (linee tratteggiate indicano fondale inclinato). (D) Sedimenti a grana grossa, mentre a valle in (E) depositi più fini (foto in bianco e nero in B e D, sono da Colantoni, 1987; foto a colori in C e E, sono di Antonioli et al., 2014).....	30
Figura 24:(A) Stretto di Messina di (B) Modello a blocchi che mostra le principali caratteristiche batimetriche del fondo centrale dello Stretto di Messina, i dettagli di localizzazione presentati nella seguente fig. (C) Immagine fatta a mano dello stretto centrale, che mostra le relazioni tra la zona di by-pass del centro dello stretto e le due adiacenti zone dunali altamente deposizionali, poste a valle di ciascuna direzione opposta alle correnti principali.....	31
Figura 25:Localizzazione dell'area di rilievo nello stretto di Messina (figura a sinistra) e zoom dell'area specifica per il rilievo (poligono in giallo, figura a destra) (da Relazione Ambitech).....	33
Figura 26:Carta batimetrica dell'area di interesse per il rilievo. Le varie linee isobariche sono visualizzate in viola, ciascuna separata da quelle adiacenti di 1 [m]. Per ogni 5 [m] di profondità le linee isobariche sono evidenziate in blu. Ogni 10 [m] la profondità della linea isobarica è indicata dal numero blu (da Relazione Ambitech).....	34
Figura 27:Mappa dei profili stratigrafici registrati (da Relazione Ambitech).....	35
Figura 28:Profilo lungo la LINEA 5 (da Relazione Ambitech).....	36
Figura 29:Profilo lungo la LINEA 7 (da Relazione Ambitech).....	36
Figura 30:Profilo lungo la LINEA 8 (da Relazione Ambitech).....	37
Figura 31:Le aree del versante siciliano dello stretto analizzate in questo rilievo sono evidenziate nella mappa dai poligoni rossi (da Relazione Idrosfera).....	38
Figura 32:Percorsi per la stratigrafia presso Punta Pezzo (da Relazione Idrosfera).....	39
Figura 33:Risultato del primo percorso di rilievo stratigrafico (dalla Relazione Idrosfera).....	40
Figura 34: Risultato del secondo percorso di rilievo stratigrafico (dalla Relazione Idrosfera).....	40
Figura 35: Risultato del terzo percorso di rilievo stratigrafico (dalla Relazione Idrosfera).....	40
Figura 36:Tronchi di trivellazione nello stretto di Messina. Il riquadro in basso mostra le posizioni di ciascun sito di perforazione (da Monaco et al. 1996).....	41
Figura 37:Particolare della mappa batimetrica di dettaglio dell'area censita. I due punti rilevanti per questo progetto sono quello evidenziato dai quadrati rossi, STR3 e CAL13, più o meno alla stessa longitudine della città di Messina (da F. Perri, "Holocene sediments of the Messina Strait (southern Italy): relationships between source area and depositional basin", 2016).....	43
Figura 38: Carta geologica delle aree onshore e offshore dello Stretto di Messina.....	44
Figura 39:Distribuzione della velocità a Punta Pezzo per il mese di gennaio 2004, tracciata dai dati della Tabella.....	47
Figura 40:Distribuzione della velocità a Punta Pezzo nei primi due giorni del mese di gennaio 2004.....	48
Figura 41:Profilo di velocità per l'anno 2004 a Punta Pezzo. Le velocità delle correnti che scorrono dal Mar Tirreno allo Ionio sono considerate di segno negativo, positive in senso opposto (da Stima della produzione elettrica da correnti marine nello stretto di Messina).....	48
Figura 42:Mappa delle possibili aree per il posizionamento del TEC nei pressi di Punta Pezzo. Insieme alla batimetria della zona, si evidenzia anche l'angolo di inclinazione del fondale.....	50
Figura 43:Alcune possibili configurazioni della linea di ancoraggio: (a) Taut; (b) Taut spread; (c) Catenaria (d) Multi-catenaria (da J. Davidson e J. Ringwood "Mathematical modeling of mooring systems for Wave Energy Converters-A review", 2017).....	57
Figura 44:Altre possibili configurazioni della linea di ancoraggio: (e) SALM; (f) CALM; (g) Lazy-S (da J. Davidson e J. Ringwood "Mathematical modeling of mooring systems for Wave Energy Converters-A review", 2017).....	58

Figura 45: Tipi di fondazioni per l'ancoraggio di turbine a corrente oceanica: (a) Fluke, (b) Pile, (c) Deadweight, (d) Plate.....	60
Figura 46: Schema per la realizzazione di un palo ibrido.....	62
Figura 47: Operazione di infissione di pali offshore.....	62
Figura 48: Palo tubolare trivellato (a sinistra) e palo trivellato gettato in opera (a destra).....	63
Figura 49: Alcune possibili varianti per la progettazione di un'ancora deadweight (da R. J. Taylor "Interaction of anchors with soil and anchor design", 1982).	65
Figura 50: Catena a maglia senza traversino (a sinistra) e catena a maglia con traversino (a destra)	66
Figura 51: Catene	67
Figura 52: Schema di ancoraggio a catenaria	68
Figura 53: Diversi tipi di wire rope: (a) Fune spiroidale, (b) Fune a sei trefoli, (c) Fune multitrefolo (da C.R. Chaplin, "Torsional failure of a wire rope mooring line during installation in deep water", 2001).	70
Figura 54: Diversi tipi di synthetic rope.....	73
Figura 55: Rappresentazione schematica delle forze agenti sulla struttura in condizioni di velocità di corrente nulla	78
Figura 56: Rappresentazione schematica delle forze agenti sulla struttura in condizioni di velocità di corrente non nulla	80
Figura 57: Caso in cui $\delta s < \delta i = 40^\circ$ allora solo uno dei due cavi è in tensione	80
Figura 58: Grafico che rappresenta la variazione della forza FH al variare della velocità.....	81
Figura 59: Schema delle forze agenti su GEMSTAR	82
Figura 60: scomposizione delle forze agenti sui due cavi e su GEMSTAR.....	82
Figura 61: Schema delle forze agenti sulla ancora.....	90
Figura 62: Pianta, sezione trasversale e longitudinale del cassone in calcestruzzo armato.....	93
Figura 63: Cassone durante la fase di trasporto	94
Figura 64: Cassone durante la fase di sospensione.....	94
Figura 65: Celle da riempire per l'affondamento	95
Figura 66: Cassone sul fondo	95
Figura 67: Diagramma di momento della trave incastrata	96
Figura 68: Ordinaria condizione di lavoro di un tubo PN6 (a sinistra) e le due dimensioni caratteristiche (a destra).....	101
Figura 69: Volume di controllo (a sinistra) e porzione di tubo tagliata con le rispettive forze agenti	101
Figura 70: Condizione di lavoro del tubo all'interno del cassone sul fondale del mare	102
Figura 71: Forze agenti sul tubo preso un volume di controllo.....	103
Figura 72: Prima ipotesi di progetto prevedeva un unico grande tubo posto a creare la cella del cassone	103
Figura 73: Cella del cassone riempita con una massa di tubi e lo spazio tra essi riempito di acqua.....	104
Figura 74: Caratteristiche delle diverse dimensioni di tubi PN6 (da catalogo).....	106
Figura 75: Tubo PN6	106
Figura 76: Grafico €/m ³ al variare del diametro del tubo.....	107
Figura 77: Grafico kg/m ³ al variare del diametro del tubo	107
Figura 78: Disposizione (a sinistra) e caratteristiche del tubo scelto di diametro 200 mm (a destra)	109
Figura 79: Schema delle dimensioni del cassone in calcestruzzo: sezione trasversale (sopra) sia di una longitudinale (sotto)	111
Figura 80: Dimensioni del cassone progettato, in ordine pianta, sezione trasversale e sezione longitudinale	112
Figura 81: Cassone durante il galleggiamento.....	114
Figura 82: Schema di un corpo galleggiante con indicazione di G, C e M.....	115
Figura 83: Schema della suddivisione del cassone in aree più semplici, ciascuna con la rispettiva yG.....	115
Figura 84: Ancora durante la fase di trasporto al sito di installazione.....	120

<i>Figura 85: Cella del cassone durante la fase in sospensione, ossia riempimento degli spazi tra i tubi con acqua per l'affondamento</i>	121
<i>Figura 86: Ancora durante la fase in sospensione per raggiungere il fondale</i>	121
<i>Figura 87: Cella del cassone durante la posa, ossia i tubi vengono anch'essi riempiti di acqua</i>	122
<i>Figura 88: Ancora assicurata al fondale</i>	122
<i>Figura 89: Disegno CAD del sistema di ancoraggio in condizione di velocità nulla con indicazione della lunghezza delle linee di ancoraggio</i>	124
<i>Figura 90: Disegno CAD del sistema di ancoraggio in condizione di velocità non nulla</i>	125
<i>Figura 91: Modello di corda sintetica SPECTRA-SIRI® S12 COVERED dal catalogo dei prodotti dell'azienda "Katradis"</i>	126
<i>Figura 92: Heavy duty double nut shackle (da SOTRA "Anchor & chain handbook")</i>	128
<i>Figura 93: : C-Tech swivel (da SOTRA "Anchor & chain handbook")</i>	129

RIASSUNTO

Lo scopo di questa tesi è quello di presentare una proposta di progettazione di una soluzione innovativa per l'ancoraggio del convertitore di energia mareale tirantato GEMSTAR, per una possibile installazione nello Stretto di Messina.

Lo Stretto di Messina è caratterizzato dalla presenza di velocità di corrente relativamente elevate, le quali sono una condizione necessaria per l'efficiente sfruttamento di un convertitore di energia come GEMSTAR.

Sulla base di alcuni studi sul campo sono stati rilevati la batimetria e la stratigrafia della zona di interesse ed è stato possibile scegliere la posizione e il tipo di ancoraggio più adeguati per il dispositivo. Oltre ad ancorare il dispositivo al fondale, il sistema di ancoraggio svolge un ruolo fondamentale nel garantire il corretto funzionamento ed una buona efficienza del dispositivo stesso.

La soluzione proposta prevede una DWA, ovvero ancora a peso morto posta sul fondale, alla quale sono fissati due cavi tesi che legano il dispositivo all'ancora stessa. Questo design consente di garantire la libertà di rotazione necessaria al dispositivo per rimanere sempre in asse con la direzione della corrente. La presenza di due cavi permette non solo di ridurre l'impronta a terra del GEMSTAR sul fondale, ma anche di aumentare la ridondanza dell'intero sistema e di conseguenza il grado di sicurezza.

La combinazione di un fondale a prevalenza roccioso e l'elevata profondità, con le relative conseguenze, sono state la vera sfida della progettazione.

Dettagli sul design, i costi ed il metodo di installazione sono presenti.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is to present a design proposal for an innovative solution for anchoring the GEMSTAR tidal energy converter, for a possible installation in the Strait of Messina.

The Strait of Messina is characterized by the presence of relatively high current speeds, which are a necessary condition for the efficient exploitation of an energy converter such as GEMSTAR.

On the basis of some field studies, the bathymetry and stratigraphy of the area of interest were detected and it was possible to choose the most suitable position and type of anchor for the device. In addition to anchoring the device to the seabed, the anchoring system plays a fundamental role in ensuring the correct functioning and good efficiency of the device itself.

The combination of a predominantly rocky seabed and the high depth, with the related consequences, were the real design challenge.

The proposed solution consists of a DWA, dead weight anchor, placed on the seabed, to which the device is linked through two tethers. This design allows to ensure the rotational degree of freedom necessary for the device to always remain aligned with the direction of the current.

Two lines are designed in order to, not only reduce the footprint of the GEMSTAR on the seabed, but also increase the redundancy of the entire system and consequently the degree of safety.

Details on the design, cost and method of installation are eventually presented.

Capitolo I

LE MAREE

Questo capitolo fornisce una breve panoramica sulla teoria dei movimenti di marea, nello specifico verranno trattate le cause principali e le diverse tipologie di marea.

1.Le maree

La marea è il fenomeno consistente nell'innalzamento e abbassamento periodico del livello dei mari e degli oceani, causato principalmente dall'attrazione gravitazionale della Luna e del Sole sulle masse d'acqua terrestri e dalla rotazione della Terra stessa.

Altri elementi che influenzano la marea sono: la conformazione della costa, l'ampiezza della baia, la profondità dei fondali, i venti e la pressione atmosferica.

Le maree hanno origine negli oceani e progrediscono verso le coste, dove appaiono come innalzamento ed abbassamento della superficie del mare. Sono distinguibili due fasi:

- **alta marea**, che corrisponde alla massima elevazione del livello del mare;
- **bassa marea**, che corrisponde al massimo abbassamento.

Il dislivello tra l'alta e bassa marea è chiamato **ampiezza di marea**, mentre il movimento orizzontale dell'acqua, che spesso si accompagna all'innalzamento e all'abbassamento della marea, è chiamato **corrente di marea**. Precisamente la corrente di piena è la marea in arrivo lungo la costa, nelle baie e negli estuari; la corrente di riflusso (o risacca) è la marea in uscita.

In mare aperto, le correnti di marea sono relativamente deboli, mentre nei pressi di un estuario, uno stretto o un'insenatura, la velocità delle correnti di marea può raggiungere diversi chilometri all'ora.

Per prevedere le effettive variazioni del livello del mare in qualsiasi luogo, è necessario conoscere l'ampiezza (dimensione) e la fase (tempo), note anche come costanti di marea.

QUALI SONO LE CAUSE DELLE MAREE?

Di seguito si analizzano nel dettaglio le cause e i fattori che influenzano le maree.

Teoria dell'equilibrio

Esistono numerose teorie per spiegare l'origine delle maree oceaniche, e una delle più note è la teoria dell'equilibrio di Isaac Newton (1687). Newton spiegò le maree attraverso la legge di gravitazione universale. Questa legge afferma che due corpi si attraggono con una forza direttamente proporzionale (G) al prodotto delle loro masse e inversamente proporzionale al quadrato della loro distanza (r). Pertanto, maggiore è la massa degli oggetti e più vicini sono tra loro, maggiore è la forza di attrazione gravitazionale.

$$F = G \frac{m_1 * m_2}{r^2}$$

Le **forze di marea** si basano sulla forza di attrazione gravitazionale, e più precisamente le forze generatrici di marea sono inversamente proporzionali al cubo della distanza tra il corpo celeste, che genera la marea, e la Terra, quindi la distanza è solitamente più influente delle loro masse.

Sapendo che il sole è 27 milioni di volte più grande e 390 volte più lontano dalla Terra rispetto alla luna, la forza generatrice delle maree del sole è ridotta di 390^3 (circa 59 milioni di volte) rispetto alla forza generatrice delle maree della luna, di conseguenza, la forza generatrice delle maree del sole è circa la metà di quella della luna. La luna è il corpo celeste che più influenza le maree della Terra.

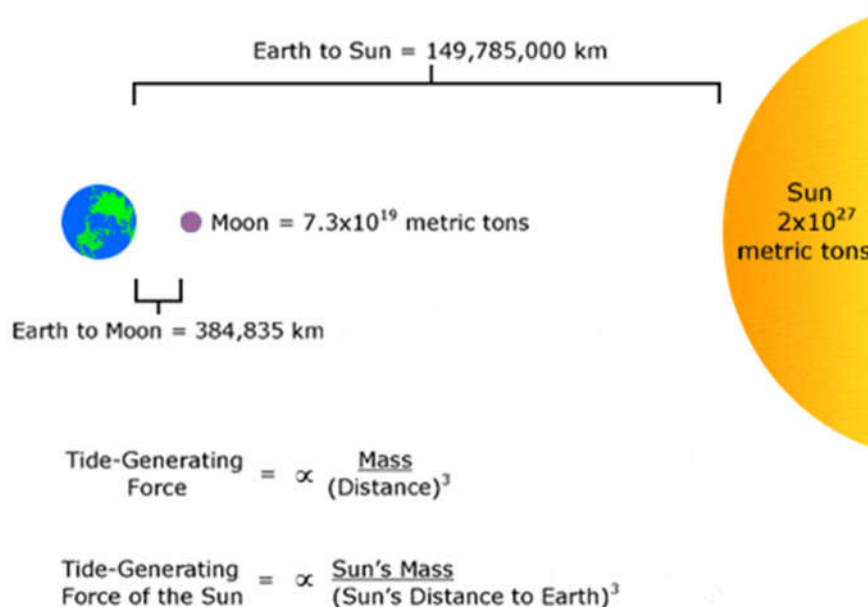


Figura 1: Schema delle distanze e masse del sistema Terra-Luna-Sole

Considerando il sistema Luna-Terra, è noto che la Terra e la Luna si attraggono e al contempo ruotano attorno al loro baricentro del sistema che esse costituiscono. A causa della maggiore massa della Terra, il baricentro del sistema Terra-Luna si trova all'interno della Terra. Si generano così due tipi di forze:

- **Forza centrifuga:** agisce dal centro della Terra verso l'esterno ed è dovuta alla rotazione attorno al baricentro del sistema;
- **Forza centripeta:** agisce verso il centro ed ha origine dall'attrazione gravitazionale tra la Luna e la Terra.

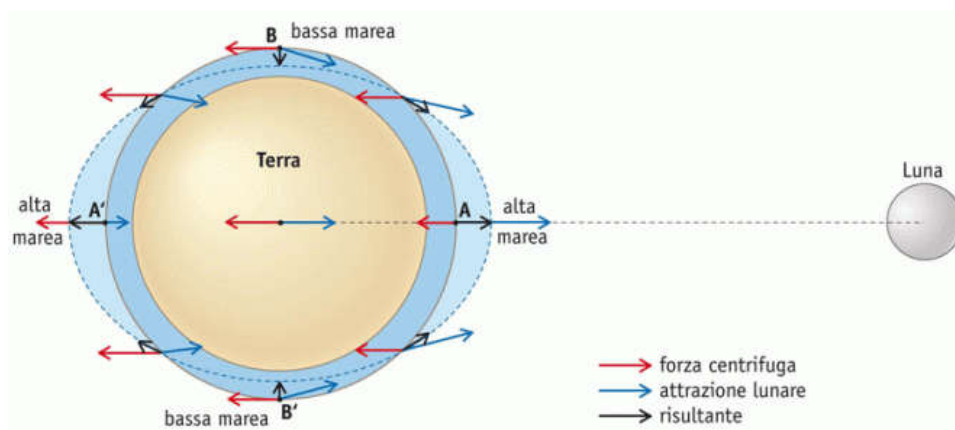


Figura 2: Schema delle forze centrifuga e centripeta che caratterizza il sistema Terra-Luna

Al centro della Terra, le forze centripeta e centrifuga sono esattamente uguali. La forza centrifuga è simile in tutti i punti della superficie terrestre, mentre l'attrazione gravitazionale tra Terra e luna varia ed è più forte sul lato della Terra che è rivolto verso la luna, perché è il più vicino. Dal momento che la forza gravitazionale agisce attirando l'acqua più vicino alla luna e la forza centrifuga tenta di mantenere l'acqua in posizione, quando la forza gravitazionale supera quella centrifuga, l'acqua viene attirata verso la luna, provocando un "rigonfiamento" d'acqua sul lato rivolto verso la luna (A). Sul lato opposto della Terra, il lato più lontano, l'attrazione gravitazionale della luna è minore perché è più lontana, quindi la forza centrifuga supera la forza gravitazionale e si genera un secondo rigonfiamento (A').

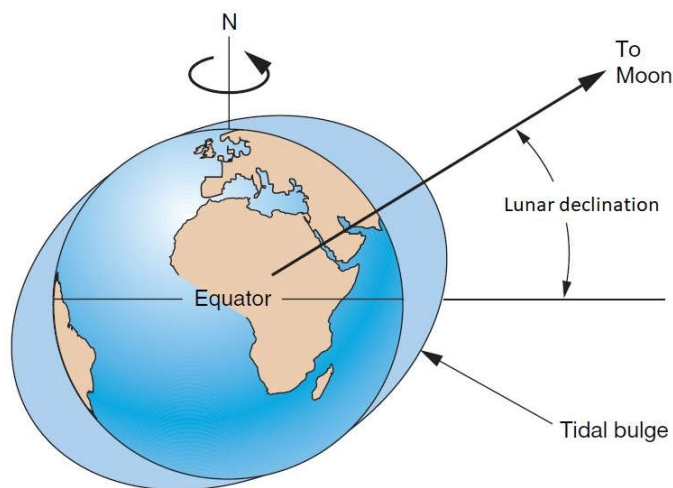


Figura 3: Schema con declinazione lunare e i due "rigonfiamenti" allineati con la Luna

Essendo l'acqua un fluido, al ruotare della Terra, i due rigonfiamenti rimangono allineati con la luna. Quando la luna ruota attorno alla Terra, il suo angolo aumenta e diminuisce rispetto all'equatore: ciò è noto come **declinazione lunare**, e i due rigonfiamenti di marea seguono i cambiamenti nella declinazione lunare aumentando o diminuendo anche i loro angoli rispetto

all'equatore. In modo analogo, c'è la **declinazione del sole** poiché la posizione del sole rispetto all'equatore cambia durante l'anno mentre la Terra ruota attorno ad esso, influenzando le stagioni e le maree. Quindi, come gli angoli di questi due corpi celesti rispetto alla Terra aumentano e diminuiscono, così fanno i rigonfiamenti di marea.

L'influenza del sole

Come detto in precedenza, la luna ha una grande influenza sulle maree della Terra, ma anche il sole genera notevoli forze di marea.

Le maree solari sono grandi circa la metà delle maree lunari e sono una variazione degli schemi delle maree lunari, e non un insieme separato di maree.

Durante le lune piene o nuove, quando il sole, la luna e la Terra sono allineati, la marea solare ha un effetto additivo sulla marea lunare: l'attrazione gravitazionale del sole si aggiunge all'attrazione gravitazionale della luna sulla Terra, perciò gli oceani si gonfiano più del solito, creando così altissime maree e bassissime maree, entrambe chiamate **maree sigiziali** (spring tide). La posizione del Sole, della Luna e della Terra in linea retta è chiamata sизigia. Una settimana dopo, quando il sole e la luna sono ad angolo retto, l'uno rispetto all'altro, il rigonfiamento dell'oceano, causato dal sole, annulla parzialmente il rigonfiamento dell'oceano causato dalla luna, producendo maree moderate chiamate **maree di quadratura** (neap tide), il che significa che le alte maree sono un po' più basse e le basse maree sono un po' più alte della media. Quando il Sole, la Terra e la Luna sono in una posizione ad angolo retto, questa posizione è chiamata quadratura. Le maree di quadratura si verificano durante il primo e il terzo quarto di luna, quando la luna appare "mezza piena".

Durante ogni mese lunare si verificano due serie di maree sigiziali e due serie di maree di quadratura.

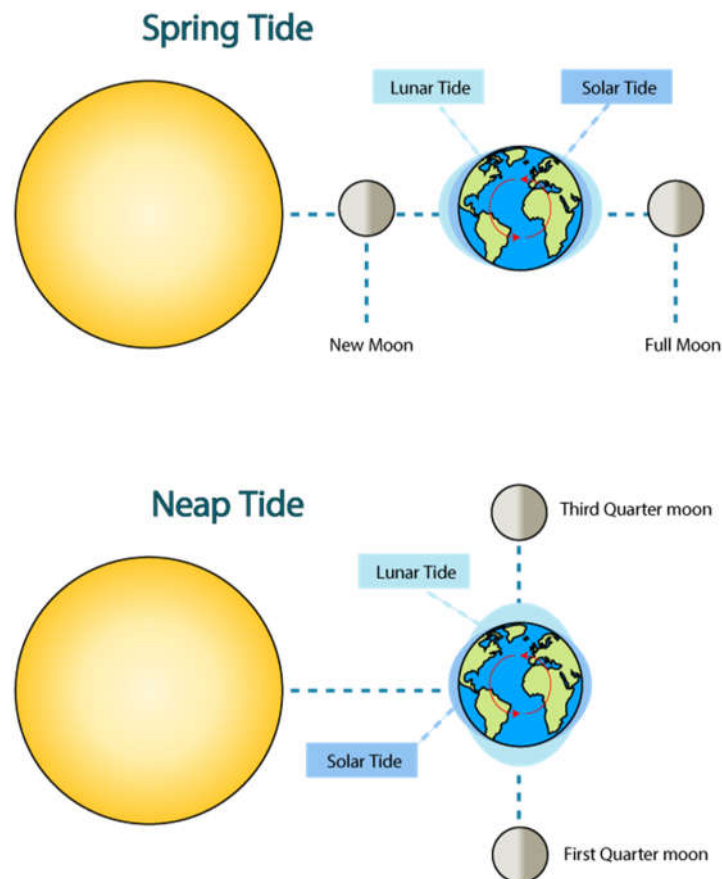


Figura 4: Schema marea sigiziale (spring tide) e marea di quadratura (neap tide)

Maree del Perigeo e dell'Apogeo

Un altro fattore da tenere in considerazione è la distanza di sole, luna e Terra tra loro.

Le orbite ellittiche della luna intorno alla Terra e della Terra intorno al sole hanno un effetto sostanziale sulle maree della Terra. Una volta al mese, al perigeo, quando la luna è più vicina alla Terra, le forze che generano le maree sono più elevate del solito, producendo maree superiori alla media. Circa due settimane dopo, all'apogeo, quando la luna è più lontana dalla Terra, la forza di innalzamento della marea lunare è minore, producendo maree inferiori alla media. In modo analogo, quando la Terra è più vicina al sole (perielio), l'ampiezza di marea aumenta. All'afelio, quando la Terra è più lontana dal sole, l'ampiezza di marea si riduce.

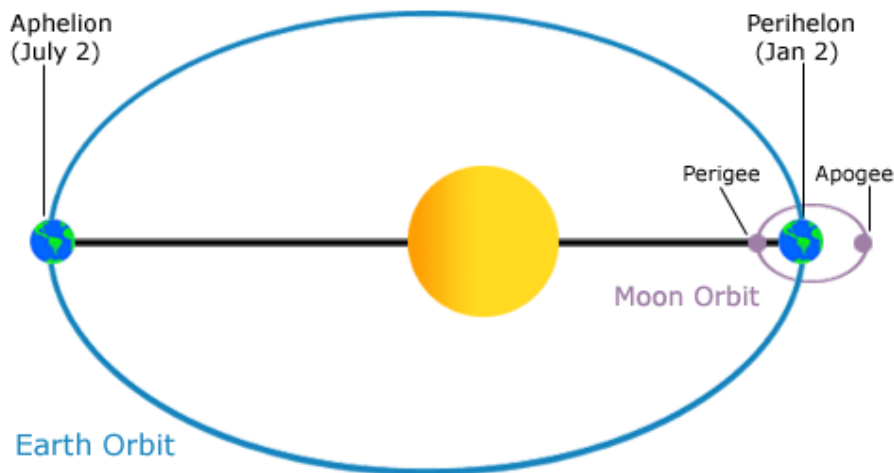


Figura 5: Schema maree dell'Apogeo e Perigeo

Frequenza delle maree

La maggior parte delle zone costiere, con alcune eccezioni, subisce due alte maree e due basse maree ogni giorno. Un giorno lunare dura 24 ore e 50 minuti perché la luna ruota attorno alla Terra nella stessa direzione in cui la Terra sta ruotando sul suo asse, e la Terra impiega altri 50 minuti per raggiungere la luna. Poiché la Terra ruota attraverso due "rigonfiamenti" di marea ogni giorno lunare, le aree costiere subiscono due alte e due basse maree ogni 24 ore e 50 minuti. Le alte maree si verificano a 12 ore e 25 minuti di distanza, impiegando sei ore e 12,5 minuti affinché l'acqua sulla riva passi dall'alta alla bassa, e poi dalla bassa all'alta marea.

Tipi di cicli di marea

Se la Terra fosse una sfera perfetta senza i grandi continenti, tutte le aree del pianeta sperimenterebbero due alte e basse maree ugualmente proporzionate in ogni giorno lunare. I grandi continenti del pianeta bloccano il passaggio verso ovest dei rigonfiamenti di marea, poiché la Terra ruota da ovest a est, e quindi il centro della marea si sposta verso ovest. Incapaci di muoversi liberamente in tutto il mondo, le maree stabiliscono schemi complessi all'interno di ogni bacino oceanico.

Tre modelli di marea di base si verificano lungo le principali coste della Terra:

- Ciclo di marea diurno: un'area che subisce un'alta e una bassa marea ogni giorno lunare. Molte aree del Golfo del Messico sperimentano questi tipi di maree.
- Ciclo di marea semidiurno: un'area che subisce due alte e due basse maree di dimensioni approssimativamente uguali ogni giorno lunare. Molte aree della costa orientale del Nord America sperimentano questi cicli di marea.

- Ciclo di marea semidiurno misto: un'area che subisce due alte e due basse maree di diversa entità ogni giorno lunare. Molte aree della costa occidentale del Nord America sperimentano questi cicli di marea.

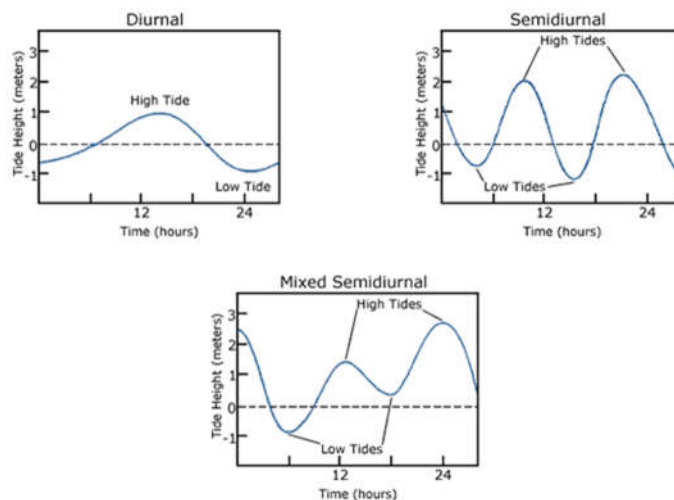


Figura 6: Schema dei tre modelli base di marea: ciclo di marea diurno, semidiurno, misto semidiurno

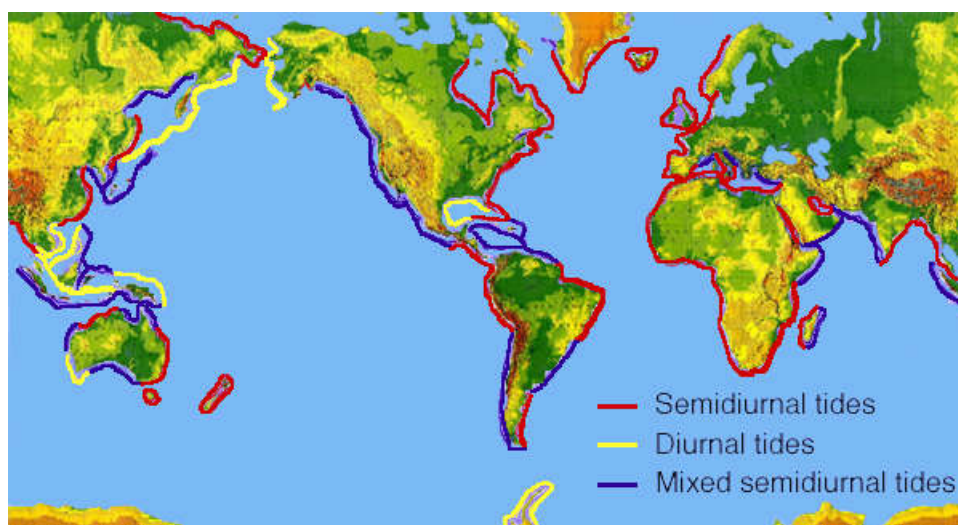


Figura 7: Planisfero della distribuzione dei tre tipi di cicli di marea nelle coste

Capitolo II

CONVERTITORI DI ENERGIA MAREALI

Questo capitolo fornisce una breve panoramica delle diverse tipologie di convertitori di energia mareali attualmente in commercio. Particolare attenzione verrà data a GEMSTAR, progetto SEAPOWER, presentandone le caratteristiche più importanti e fornendo anche una semplice spiegazione del suo principio di funzionamento.

2.Convertitori di energia mareali (TEC)

L'energia delle maree è una forma di energia idroelettrica che si basa sul naturale innalzamento e abbassamento del livello del mare. Questa energia è una fonte rinnovabile e uno dei suoi punti di forza rispetto ad altre forme di energia rinnovabile è che il processo è del tutto prevedibile, poiché le posizioni relative del sole e della luna possono essere previste con assoluta precisione, così come la marea risultante.

I Tidal Energy Converts (TEC) sono dispositivi in grado di convertire l'energia ottenuta dalle maree in elettricità. Il campo dei convertitori di energia delle maree è ancora relativamente giovane, ma sul mercato è già possibile trovare una vasta gamma di dispositivi e modelli di macchine diversi, ciascuno dei quali sfrutta principi diversi per generare energia elettrica. Esistono fondamentalmente due metodi per generare elettricità dal movimento delle maree:

- **Tidal Range Devices:** sfruttano l'energia potenziale immagazzinata tra i livelli di alta e bassa marea;
- **Tidal Stream Devices:** utilizzano l'energia cinetica dell'acqua in movimento nelle correnti di marea per generare elettricità.

I principali convertitori di energia delle maree sono:

- Tidal barrages
- Tidal currents technologies
- Tidal fences
- Tidal kite

2.1 Tidal barrages

I tidal barrages sono tidal range devices costruiti sulla foce di un fiume o di una baia.

Questa tecnologia utilizza una grande struttura a diga che funge da sbarramento tra il mare/oceano e l'invaso, e che sfrutta l'energia potenziale derivante dalla variazione dell'altezza del livello dell'acqua tra l'alta e la bassa marea.

Il fondo della diga giace sul fondo del mare, mentre la parte superiore si trova appena sopra il livello più alto che l'acqua può raggiungere nella marea annuale più alta. Lo sbarramento ha una serie di tunnel sottomarini che consentono all'acqua del mare di fluirvi attraverso, in modo controllato per mezzo di paratoie nei punti di ingresso e di uscita.

I tidal barrages sono in grado di generare elettricità creando una differenza di livello su entrambi i lati di una diga e facendo così fluire la differenza attraverso le turbine, fissate all'interno dei tunnel, riempiendo o svuotando il serbatoio di marea.

Con l'arrivo dell'alta marea, l'acqua del mare scorre in una direzione e va a riempire il serbatoio di marea, mentre con la bassa marea, l'acqua di mare scorre nella direzione opposta svuotandolo direttamente.

Le tre principali configurazioni di tidal barrages che utilizzano questa differenza di livello a proprio vantaggio sono:

- Generazione di piena: l'energia viene generata quando l'acqua entra in un serbatoio di marea durante l'alta marea;
- Generazione di riflusso: l'energia viene generata quando l'acqua lascia un serbatoio di marea durante la bassa marea;
- Generazione bidirezionale: l'energia viene generata quando l'acqua scorre in entrambe le direzioni dentro e fuori dal bacino, sia durante l'alta che durante la bassa marea.

L'impatto ambientale è piuttosto significativo, non solo per il paesaggio, ma anche per il sostanziale cambiamento della dinamica del percorso dell'acqua, il quale interessa la fauna ittica della zona. Il primo tidal barrage è "La Rance", situata in Francia.

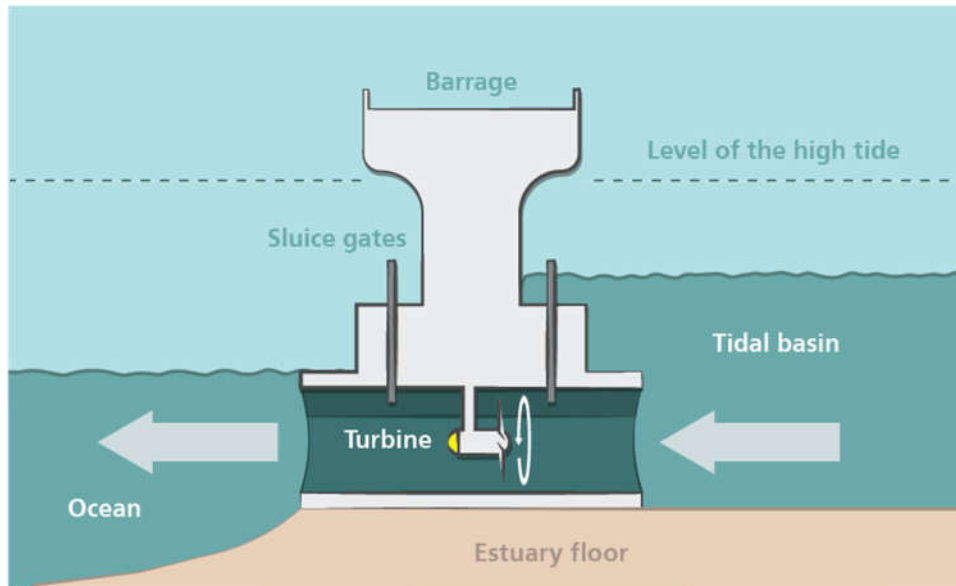


Figura 8: Sezione di un convertitore di energia tidal barrage (sopra) e foto del primo sbarramento di marea, e anche della seconda più grande centrale mareomotrice del mondo, "La Rance", situata in Francia (sotto)

2.2 Tidal current technologies

Le tidal current technologies utilizzano dispositivi che convertono l'energia cinetica delle correnti in energia elettrica.

I dispositivi a corrente di marea sono analoghi ai dispositivi eolici: generano energia dalla rotazione delle pale, montate su un rotore, che si muovono grazie alla corrente del fluido nel quale sono immerse. La differenza principale è che l'acqua è 832 volte più densa rispetto all'aria e la sua velocità di flusso è più lenta dell'aria, quindi una maggiore quantità di energia può essere generata adottando turbine più piccole e più lente rispetto a quelle impiegate per le turbine eoliche.

Di seguito è riportata una classificazione più dettagliata di questi dispositivi:

Turbine ad asse orizzontale: le turbine ad asse orizzontale hanno tipicamente due o tre pale fissate su un rotore, che è orientato nella direzione del flusso. L'asse di rotazione è parallelo al flusso d'acqua in entrata. Alcuni esempi sono: SeaGEN, Open Center e Orbital O2.

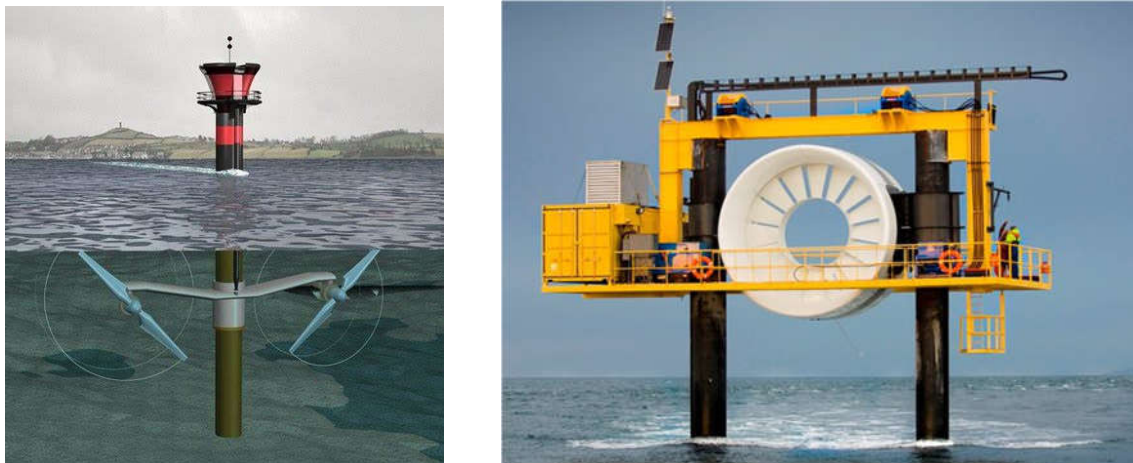


Figura 9: SeaGEN (a sinistra) e Open Center (a destra)

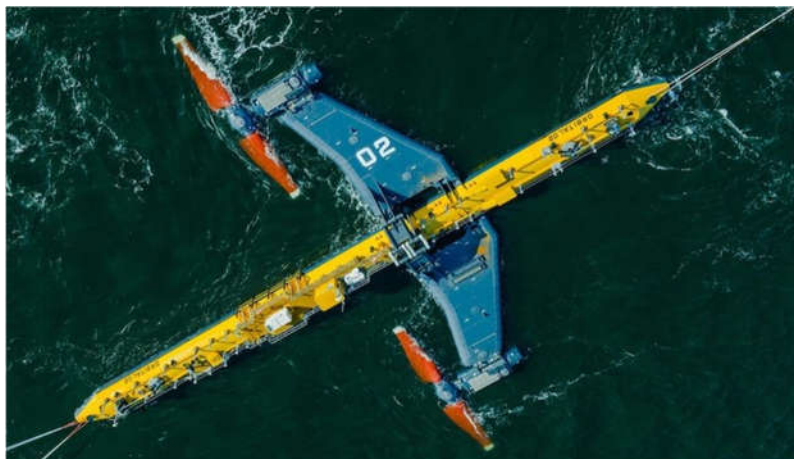


Figura 10: Orbital O2

Turbine ad asse verticale: le turbine ad asse verticale hanno tipicamente due o tre pale fissate su un albero verticale che forma un rotore. L'asse di rotazione è perpendicolare al flusso d'acqua in entrata, il quale crea la forza per azionare il rotore, e per produrre energia. Un dispositivo italiano che utilizza questo principio è il Kobold, della società Seapower.



Figura 11: Rappresentazione schematica e foto del Kobold TEC

Aliscafo oscillante/dispositivi alternativi: invece di utilizzare l'azionamento rotatorio della turbina, è anche possibile catturare l'energia delle maree utilizzando un aliscafo oscillante. Questi dispositivi utilizzano le forze di sollevamento/trascinamento dell'ala, come l'idrovolante, per spostarsi su e giù. Questa energia meccanica viene convertita in energia elettrica. Il movimento oscillatorio è controllato modificando l'angolo di attacco rispetto all'acqua in entrata. Alcuni esempi sono: Aliscafo oscillante ad asse orizzontale Stingray e Aliscafo oscillante ad asse verticale BioStream.

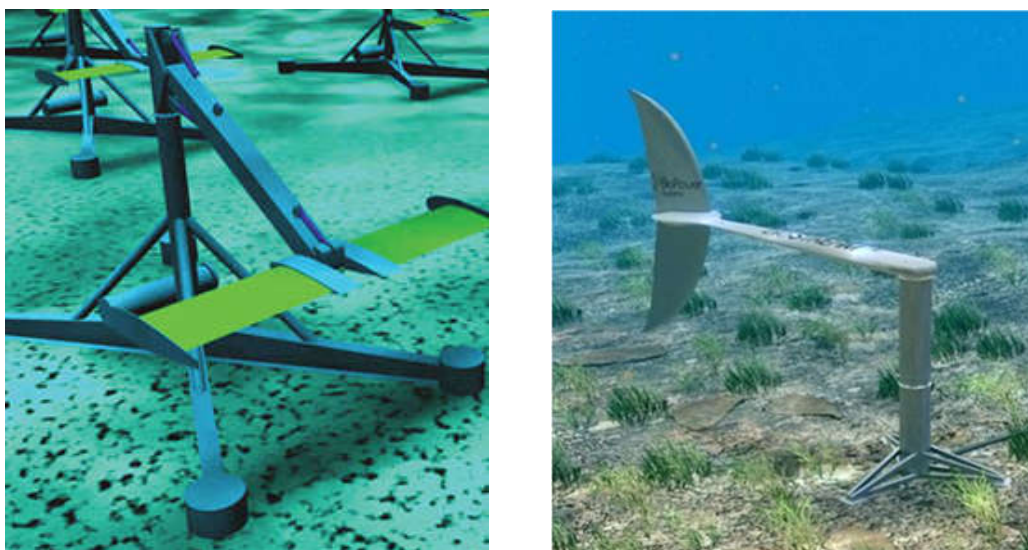


Figura 12: Stingray (a sinistra) e BioStream (a destra)

Per garantire un corretto funzionamento dei dispositivi ed un'efficiente produzione di energia è necessario fare alcune considerazioni. Le risorse di correnti di marea sono generalmente maggiori nelle aree in cui esiste una buona ampiezza di marea e dove la velocità delle correnti è amplificata dalla morfologia locale, come negli stretti e nelle insenature, intorno ai promontori e nei canali tra le isole, quindi è necessario trovare un luogo con condizioni geografiche favorevoli per raggiungere un adeguato range di valori per la velocità delle correnti d'acqua.

Inoltre, il dispositivo deve tener conto della distribuzione disomogenea della velocità lungo la profondità e dell'inversione di direzione della corrente al cambiamento della fase di marea. Infatti la velocità della corrente segue una distribuzione logaritmica lungo la profondità: un valore nullo al fondale e poi crescente fino a raggiungere il valore massimo al livello della superficie, e per risolvere questo problema vengono solitamente progettate pale di turbina più piccole, in modo che la differenza di velocità della corrente tra le due estremità del diametro della turbina non sia troppo elevato, o posizionando il dispositivo in acque profonde, con profondità superiori a 50 metri. Inoltre, analogamente alle turbine eoliche, il disturbo acustico generato dai dispositivi delle turbine a corrente di marea è un problema, soprattutto per la fauna acquatica.

2.3 Tidal fences

Il tidal fence è un'altra forma di tidal stream device. Le tidal fences sono composte da singole turbine ad asse verticale che sono montate insieme all'interno di un'unica struttura simile a una recinzione: le correnti di marea fluiscono attraverso le pale delle turbine, che a sua volta alimentano generatori creando elettricità. Le tidal fences non bloccano il flusso dell'acqua di marea, consentendo all'acqua di fluire e rifluire continuamente attraverso di esso, rendendole più economiche da installare e con un impatto minore sull'ambiente rispetto a un solido sbarramento di marea in cemento (tidal barrages).

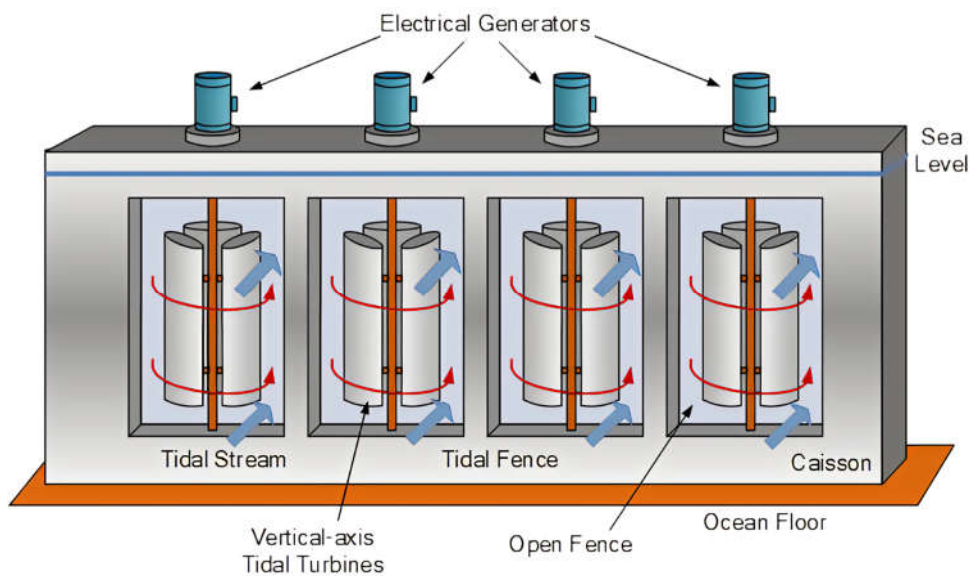


Figura 13: Schema di una tidal fence

2.4 Tidal kite

Il tidal kite funziona allo stesso modo di un aquilone convenzionale, ma sott'acqua. Un aquilone di marea è costituito da un'ala di aliscafo legata al fondo del mare e che può "volare" lungo le correnti di marea oceaniche. Il flusso di queste correnti di marea crea una forza di sollevamento sull'ala, spingendo l'aquilone in avanti attraverso l'acqua in movimento. Il tidal kite vola lungo una data traiettoria attraverso una combinazione di tensione nel cavo dell'aquilone e l'uso di un timone, adatto per allinearsi alla corrente. L'energia meccanica di una piccola turbina, attaccata all'aquilone, viene utilizzata per azionare un generatore per produrre energia elettrica.

Altri dispositivi assomigliano ad aeroplani subacquei con due turbine controrotanti, collegate a generatori elettrici, posizionate simmetricamente su entrambi i lati del corpo. Il vantaggio di questi tipi di tecnologie è che sono relativamente economiche da produrre, di facile manutenzione, hanno un impatto ambientale relativamente basso e possono essere installate quasi ovunque, mare o fiume. Due esempi sono: l'aquilone marea Minesto e il GEMSTAR.



Figura 14:Foto del tidal kite Minesto

2.5 GEMSTAR

GEMSTAR (*'Generatore Elettrico Marino, Sustainable Tethered Advanced Rotors'*) è un dispositivo innovativo per la generazione di energia dalle correnti marine attraverso turbine idrocinetiche, sviluppato in collaborazione con l'Università di Napoli.

Il sistema è costituito da due turbine ad asse orizzontale, connesse a generatori elettrici, montate ai lati di una struttura di supporto galleggiante; il sistema opera in immersione nelle fasi di produzione e la struttura di supporto fornisce il galleggiamento necessario a sostenere il sistema, bilanciando l'effetto della spinta orizzontale agente sul sistema. Tale forza orizzontale è principalmente dovuta alla spinta sulle turbine in funzionamento e alla resistenza dei corpi della struttura di supporto.



Figura 15: Rappresentazione CAD dell'ancoraggio a cavo singolo di GEMSTAR (da SEAPOWER)

Una delle principali caratteristiche è la proprietà di autoallineamento del sistema alla direzione della corrente di marea, il che significa che l'asse delle turbine viene mantenuto costantemente e automaticamente parallelo alla direzione del flusso d'acqua per garantire la massima efficienza e poter così catturare l'energia della corrente di marea in entrambe le direzioni. Questo è possibile anche grazie ad una coda che garantisce stabilità direzionale dell'intero sistema.

Un'altra particolarità del GEMSTAR sono le due turbine controrotanti, a tre pale, attaccate a due generatori elettrici, posizionati simmetricamente sui due lati del telaio e due diffusori, montati attorno alle due turbine, sagomati per raddoppiare la potenza erogata.

Le pale utilizzano un profilo aerodinamico privo di cavitazione opportunamente progettato per ottenere un'elevata efficienza in diverse condizioni operative.

Il collegamento elettrico avviene tramite un cavo di alimentazione, che raggiunge un punto di connessione alla rete terrestre (o alle batterie) ed è posizionato lungo le linee di ormeggio singole o multiple.

Il GEMSTAR viene tenuto in posizione, alla profondità desiderata, per mezzo di un sistema tirantato di aggancio al fondo.

Durante il funzionamento, il dispositivo si comporta come una sorta di aquilone sottomarino che rimane in posizione grazie all'equilibrio tra la spinta agente sulla turbina e la struttura, e la forza di galleggiamento. Mentre, per la manutenzione, il GEMSTAR può essere portato in superficie allentando la tensione dei cavi di ormeggio, permettendo alla struttura di risalire pur essendo ancora attaccata al sistema di ormeggio.

Inoltre, un sistema di controllo della direzione di rotta evita la rotazione incontrollata attorno all'asse verticale e la relativa possibile torsione eccessiva dei cavi di ormeggio e di alimentazione.

Grazie alla possibilità di scegliere la profondità operativa, il GEMSTAR intercetterà sempre la migliore qualità del flusso di corrente e la sua velocità massima sul sito, consentendo anche il passaggio delle navi. Dettagliate analisi numeriche e numerose prove sperimentali sono state effettuate sui componenti specifici per verificarne le prestazioni idrodinamiche, meccaniche ed elettriche.

Nella vasca di traino dell'Università degli Studi di Napoli "Federico II" sono stati testati due differenti modelli in scala.



Figura 16: Foto del secondo prototipo in scala 1:5 del modello GEMSTAR

Il primo prototipo del GEMSTAR in scala reale è stato realizzato da un consorzio di aziende venete e in parte patrocinato dalla Regione Veneto ed è stato posizionato nella Laguna di Venezia nel marzo 2012.

La soluzione finale, da collocare nello Stretto di Messina, ha una potenza nominale di 300 kW, producibile per correnti d'onda di 2,0 m/s. Per correnti superiori fino a 3,0 m/s il dispositivo produrrà la stessa quantità, mentre per correnti straordinarie il dispositivo entrerebbe in modalità di salvataggio. A livello globale la produzione prevista è di 900-1000 MWh all'anno.



Figura 17: Foto del prototipo in scala reale nella laguna di Venezia e dettaglio della turbina (da SEAPOWER)

Capitolo III

AREA DI INTERESSE

Questo capitolo presenta nella prima parte una panoramica delle principali caratteristiche dello Stretto di Messina. Nella seconda parte verranno presi in considerazione i dati sulla batimetria, stratigrafia e sul campo di velocità dell'area forniti da diverse indagini sul campo, svolte in anni recenti, allo scopo di individuare la posizione migliore in cui installare GEMSTAR.

3.1 Lo Stretto di Messina

Lo Stretto di Messina è il ramo marino che separa l'isola della Sicilia dalla penisola italiana, precisamente è situato tra la punta orientale della Sicilia e la punta occidentale della Calabria. Lo stretto è lungo 70 km e largo 10 km, con il passaggio più stretto di circa 3 km di larghezza, e collega il Mar Tirreno a nord con il Mar Ionio a sud (Figura 18).

Il fondo dello stretto ha caratteristiche morfo-batimetriche molto irregolari, con una sella centrale meno profonda compresa tra -70 e -90 m di profondità, che divide due settori subacquei più ampi e profondi. L'uscita tirrenica settentrionale dello stretto ha profondità comprese tra i -100 ma -400 m, mentre l'uscita opposta ionica meridionale raggiunge profondità superiori a -1000 m (Figura 18).

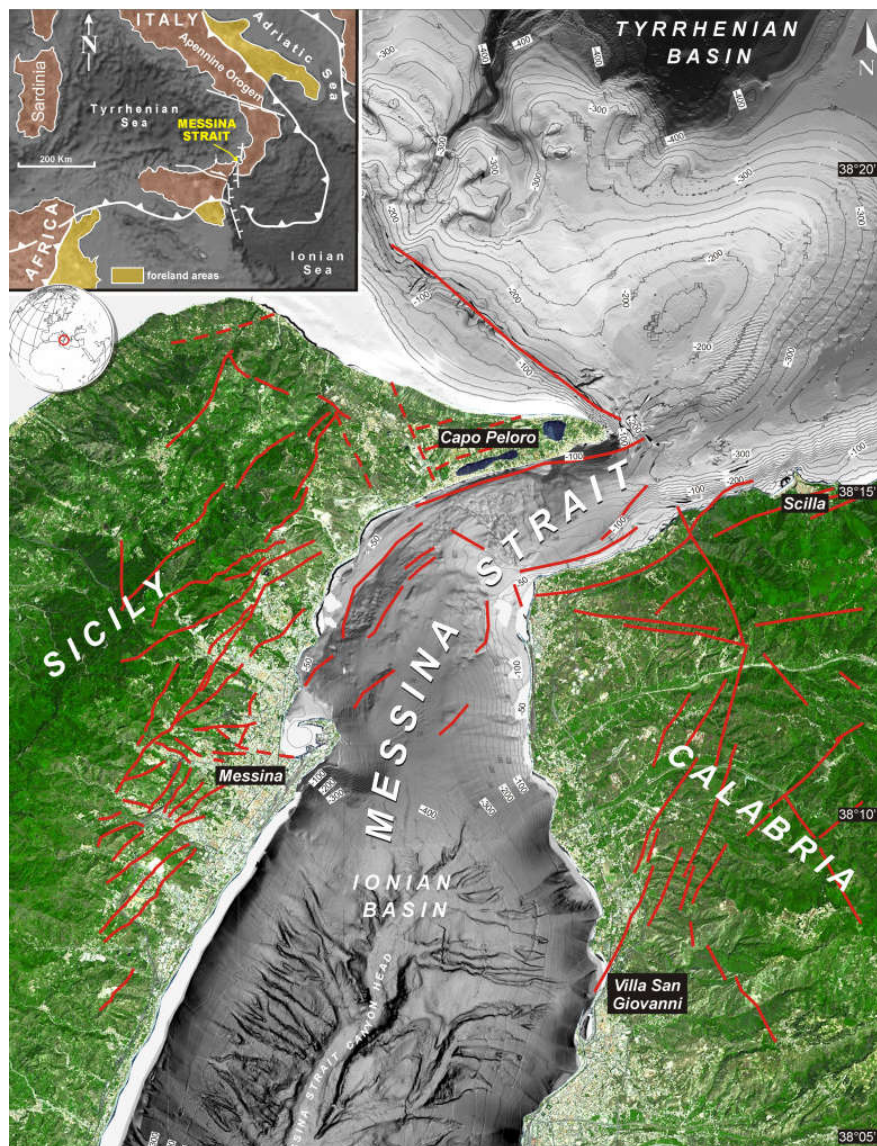


Figura 18: Lo Stretto di Messina nel Mar Mediterraneo centrale (riquadro), linee di faglia, dati batimetrici rielaborati del fondo dello stretto e dati per le aree terrestri

Fin dall'antichità lo Stretto di Messina (Figura 19A) è stato considerato uno dei più importanti passaggi strategici del Mediterraneo centrale, molto noto anche perché le sue forti correnti improvvise e violente, i vortici e le asperità del mare spesso causavano gravi pericoli per la spedizione (Figure 19B, C e D). Queste sorprendenti perturbazioni della superficie dell'acqua dello Stretto di Messina hanno ispirato il mito riportato nell'Odissea di Omero, il quale narra di Scilla, un mostro marino a sei teste nascosto lungo le grotte costiere calabresi dello stretto, e Cariddi, un vortice al largo della costa siciliana. La combinazione mortale di queste due avversità rappresentava un pericoloso passaggio per i coraggiosi marinai (Figura 19E).



Figura 19: (A) Veduta panoramica-aerea dello Stretto di Messina vista da sud (B) Durante l'inversione tra le due opposte fasi di piena e di riflusso si osservano asperità della superficie del mare davanti a Capo Peloro in Sicilia e più a nord (C), così come i vortici (D). (E) Questi fenomeni sono stati attribuiti ai mostri marini dalla mitologia greca

Di seguito sono trattati nel dettaglio alcuni aspetti caratteristici dello stretto.

Idrodinamica dello stretto

Il comportamento delle maree identificato nello stretto è semidiurno. Lo stretto è governato da correnti di marea bidirezionali che scorrono lungo il suo asse in modo che l'alta marea nel Mar Ionio corrisponda alla bassa marea nel Mar Tirreno e viceversa.

Precisamente ogni 5–6 h, una fase di alta marea nel Mar Tirreno corrisponde a una fase di bassa marea nello Ionio, generando circa 17 cm/km di dislivello. Questo gradiente tra i due mari interconnessi costringe circa 750.000–1.000.000 m³/s di acqua marina ad attraversare la soglia dello stretto, da nord a sud e viceversa. La massa d'acqua subisce inoltre un'accelerazione quando transita attraverso la zona dello stretto più stretta, che è anche la più bassa (circa –70 m di profondità). Questo fenomeno è responsabile dell'amplificazione della marea stessa, con conseguente generazione di forti correnti di marea che scorrono da NE e SE nello Stretto di Messina con picchi di velocità fino a 3 m/s.

Le correnti di marea, quindi, accelerano ciclicamente passando attraverso la restrizione centrale dello stretto e decelerano verso le uscite dello stretto, seguendo direzioni inverse durante ciascuna fase di marea. Questa idrodinamica esercita una grande influenza sul fondo dello stretto, generando erosione, trasporto e accumulo di sedimenti in specifiche aree subacquee dello stretto, formando una grande varietà di forme di letto subacquee, che appaiono distribuite simmetricamente rispetto alla porzione centrale.

Lo Stretto di Messina è una delle aree più energetiche del Mediterraneo centrale (Figura 20), la cui complessa idrodinamica è principalmente governata dalla presenza di un **punto anfidromico M2**, cioè un punto corrispondente a zero marea, del Mar Mediterraneo che si trova proprio al centro dello Stretto di Messina.

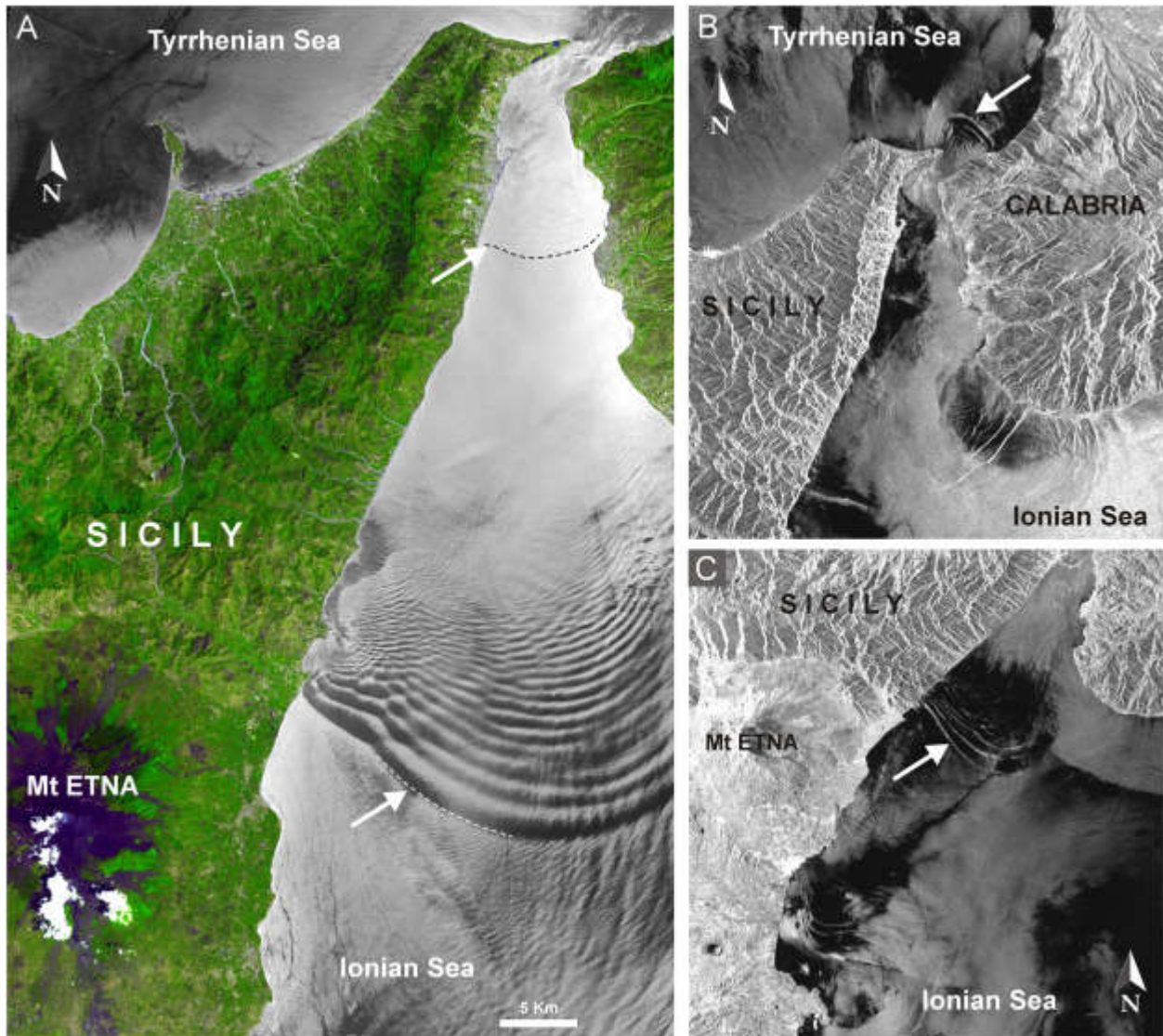


Figura 20: (A) Effetto della propagazione dell'onda di marea verso sud sulla superficie del mare dello Stretto di Messina. Il fronte principale è indicato dalla freccia bianca. Nota una seconda ondata in arrivo più settentrionale (freccia), separata da ca. 6 h dalla maggiore. (B) Perturbazioni della superficie del mare prelevate dall'immagine SAR ERS 1 e acquisite 20 minuti dopo il massimo flusso di marea diretto verso nord a Punta Pezzo (Calabria) e (C) durante la fase opposta.

Stratificazione della massa d'acqua

L'idrodinamica delle maree dello Stretto di Messina coinvolge l'intera colonna d'acqua, generando sia processi superficiali che in profondità. La sollecitazione esercitata dalle correnti sul fondo del mare è diseguale, a causa di una diversa distribuzione dei principali vettori di corrente rispetto alle sezioni trasversali dello stretto, e dei forti fenomeni di stratificazione della massa d'acqua. Questo elemento è cruciale per spiegare il moto dei sedimenti e le relative forme di fondo.

Misurazioni nello stretto hanno evidenziato delle differenze di densità dell'acqua tra lo Ionio e il Tirreno: in particolare l'acqua superficiale tirrenica (TSW) è meno densa dell'acqua intermedia ionica (LIW). A causa della loro differenza di temperatura, dopo ogni ciclo di marea semidiurno, la

corrente di piena LIW, diretta verso nord, si diffonde come getto in profondità nel Mar Tirreno, esercitando una grande sollecitazione sul fondo, mentre la corrente di riflusso TSW, diretta verso sud, si propaga come un getto di superficie nel Mar Ionio, occupando lo strato superficiale.

Sia i flussi di piena che quelli di riflusso transitano attraverso la parte più stretta e meno profonda dello stretto con valori di velocità media comparabili (rispettivamente 2,1 e 2,4 m/s). Tuttavia tale impostazione può invertirsi durante episodi stagionali, con la corrente tirrenica che scorre come getto sotterraneo al di sotto di quello ionico.

In questo contesto, la corrente di piena diretta a nord (LIW) rappresenta il flusso dominante che controlla la dinamica sedimentaria dello stretto, sulla corrente di riflusso diretta a sud (TSW) che, sebbene rafforzata dall'amplificazione della marea ad ogni passaggio attraverso il centro più stretto dello stretto, è sempre più debole in basso rispetto alla sua controparte, a causa della minore densità. Questa differenza incide notevolmente sulla capacità di trasporto dei due flussi contrapposti e sulla loro distanza relativa dal fondale: cioè il LIW scorre virtualmente a contatto continuo con il fondale, mentre il TSW interagisce con il fondale durante le fasi di riflusso solo nella porzione settentrionale dello stretto o durante episodiche inversioni verticali della massa d'acqua (Figura 22).

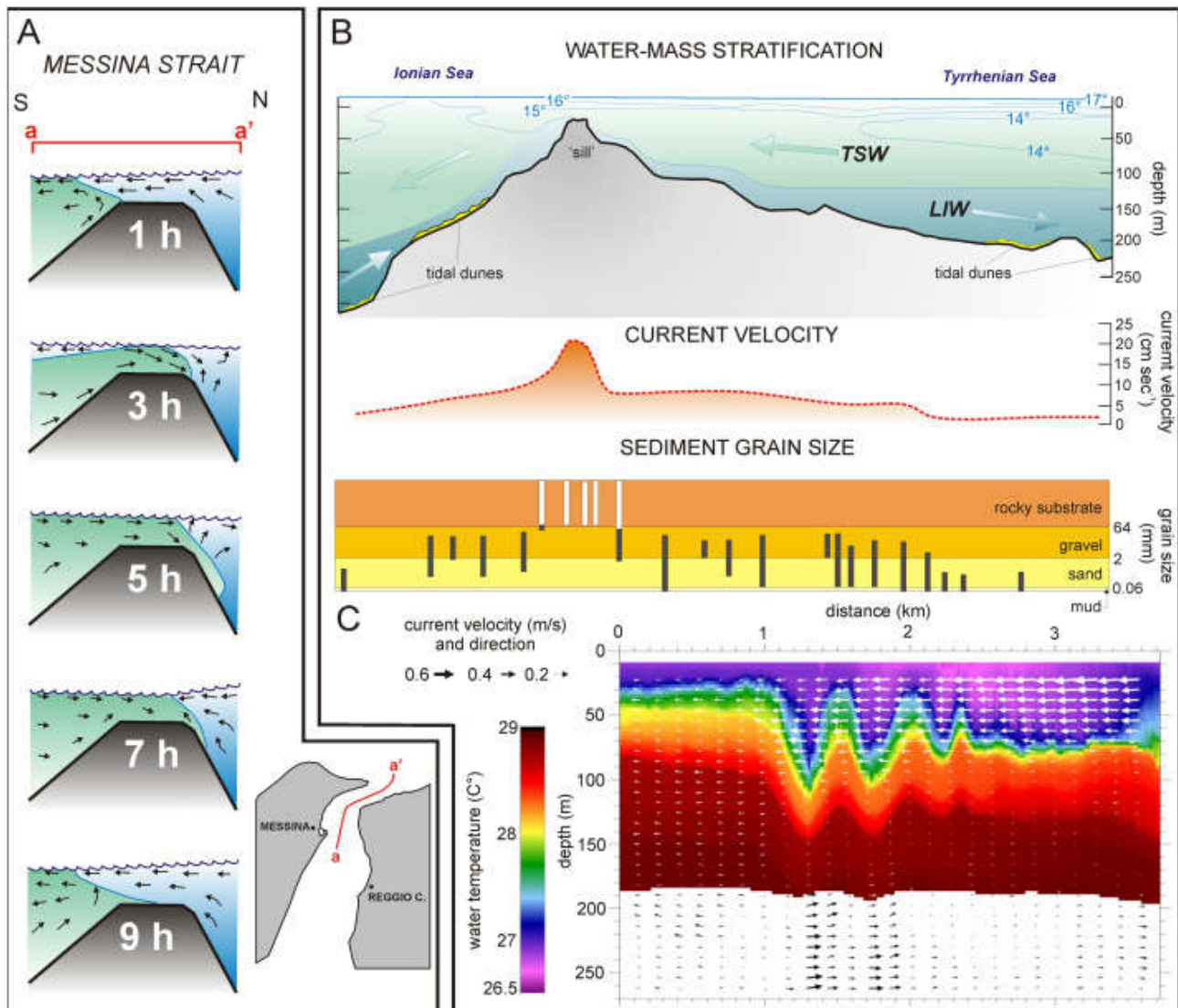


Figura 21: (A) Modello concettuale di sovrapposizione e inversione di masse d'acqua tra le Acque Superficiali Tirreniche (TSW) e le Acque Intermedie Levantine (LIW), in un arco di tempo di ca. 9 h e ricostruita lungo la sezione a-a'. (B) Distribuzione longitudinale delle temperature dell'acqua di mare (in gradi Celsius) attraverso lo Stretto di Messina, granulometria dei sedimenti e velocità della corrente. (C) Campi di temperatura e direzione attraverso l'onda interna che si propaga attraverso lo Stretto di Messina a una profondità compresa tra -0 e -250 m. Notare la direzione opposta delle due masse d'acqua sovrapposte separate dalle onde interne. Tutti i profili coincidono grosso modo con la traccia mostrata in (A). (immagine da Sergio G. Longhitano "Between Scylla and Charybdis (part 1): the sedimentary dynamics of the modern Messina Strait (central Mediterranean) as analogue to interpret the past").

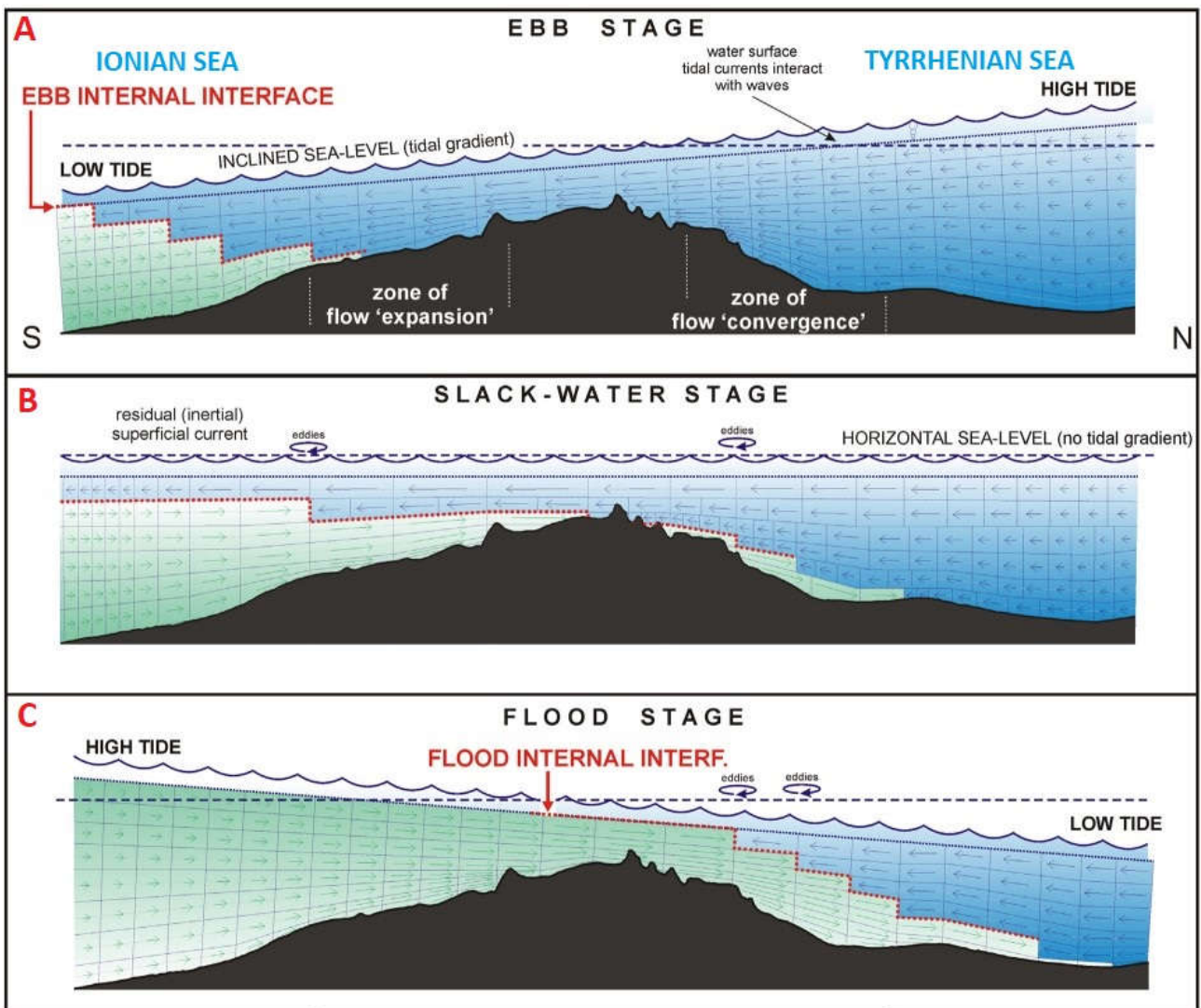


Figura 22: Modello schematico (da sud a nord) di ciò avviene su un tratto che corre lungo l'intera lunghezza dello stretto al centro. Nella fase di riflusso le acque tirreniche scorrono su quelle ioniche e coprono tutto il canale (A); dopo questa fase i livelli delle acque dei due mari adiacenti tendono a raggiungere un livello comune, alcune delle acque più leggere del Tirreno scorrono ancora in direzione nord-sud (B); nella fase di piena, le acque più dense dello Ionio confluiscono sotto quelle più leggere, allagando l'intero canale e correndo lungo i fondali nel Mar Tirreno (C). (immagine da Sergio G. Longhitano "Between Scylla and Charybdis (part 1): the sedimentary dynamics of the modern Messina Strait (central Mediterranean) as analogue to interpret the past").

Caratteristiche morfo-batimetriche dello Stretto di Messina

Recenti indagini multi-beam sul fondo moderno dello Stretto di Messina rivelano caratteristiche morfo-batimetriche subacquee, che consentono di identificare alcune aree con specifici caratteri morfologici e processi sedimentari:

- La "zona centro-stretto" è il settore più stretto e poco profondo, dove le correnti di marea raggiungono la loro massima forza erodendo il substrato.
- Verso NE e S, due si verificano "zone di dune" più grandi. Qui si accumulano i sedimenti clastici trasportati al fondo ed in sospensione, che vengono continuamente rielaborati generando forme di fondo caratteristiche.
- Le "zone di estremità dello stretto" rappresentano le aree deposizionali dove le correnti in decelerazione rielaborano le dune più piccole a grana fine.
- Le "zone marginali dello stretto" sono diffusamente caratterizzate da processi di riduzione di massa lungo i settori sublitoranei più ripidi, caratterizzati da instabilità dei sedimenti a causa di terremoti o mareggiate.

Zona centrale dello stretto

Il settore sottomarino che collega i bacini Ionio e Tirreno coincide con il segmento più stretto dello Stretto di Messina. Questa area di 3 km di larghezza è anche la meno profonda del centro dello stretto (da -70 a -110 m) e ospita la zona dei "massimi di marea", cioè la zona in cui le correnti di marea raggiungono la loro velocità massima (Figura 23A). Questa zona presenta caratteristiche morfologiche distinte, definite come "pinnacoli" da Selli et al. (1979). Si tratta di una serie di creste strette larghe 50 m e lunghe 100-200 m, separate da incisioni parallele profonde 50 m, con una direzione di allungamento generale NWSW (Figura 23A). Osservazioni locali subacquee, integrate con recenti rilievi realizzati mediante un veicolo telecomandato, rivelano un substrato roccioso (Figura 23B) e resti di depositi fluvio-deltaici, attualmente soggetti ad erosione a causa delle forti correnti (Figura 23C). Questa zona non è del tutto priva di sedimenti, in quanto i depositi a grana grossa, qui tenuti in sospensione dalle più forti correnti di marea, possono essere intrappolati all'interno di queste depressioni allungate o in settori parzialmente protetti dalle correnti dominanti (Figure 23D, E). Questi sedimenti formano accumuli residui allungati che rispecchiano la forma delle depressioni ospitanti. Allontanandosi dalla zona centrale, verso i due bacini tirrenico e ionico, i volumi di sedimenti aumentano rapidamente assumendo la forma di dune ghiaiose, linee, solchi e nastri (Figura 23A), in conseguenza della diminuzione dello sforzo di taglio sul fondo esercitato

dalle correnti di marea, che sono ancora in grado di trasportare in sospensione particelle di sabbia e fango.

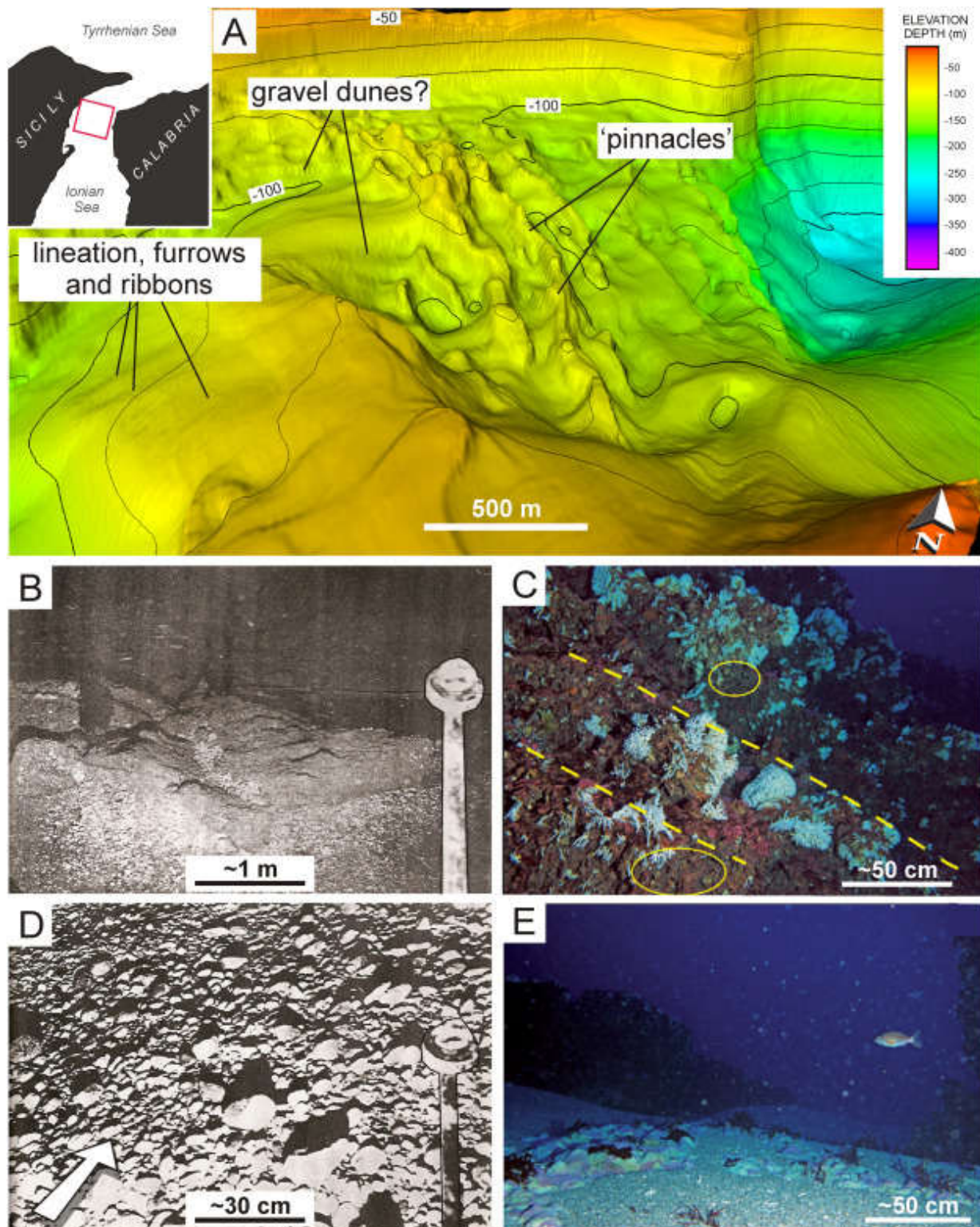


Figura 23:(A) Veduta tridimensionale dello stretto di Messina centro-zona vista da sud (vedi riquadro). (B) Affioramento roccioso subacqueo fotografato durante un'indagine. (C) Conglomerati interpretati come depositi deltaici bassi (linee tratteggiate indicano fondale inclinato). (D) Sedimenti a grana grossa, mentre a valle in (E) depositi più fini (foto in bianco e nero in B e D, sono da Colantoni, 1987; foto a colori in C e E, sono di Antonioli et al., 2014).

In molte piattaforme continentali moderne dominate dalle correnti, l'area che ospita i massimi di marea è comunemente una zona liscia o raschiata, dove le correnti spazzano perennemente il fondo del mare. Le correnti di marea erodono il fondale marino, generando elementi tipicamente allungati nella stessa direzione del modello di corrente locale. Nella zona centrale dello stretto di Messina, dove le correnti di marea raggiungono velocità di 2–3ms⁻¹, la morfo-batimetria del fondale presenta caratteristiche erosive che si estendono perpendicolarmente ai margini dello stretto. Questo orientamento delle caratteristiche erosive osservate non è coerente con la direzione delle correnti di marea, bensì più probabilmente riflette lo schema di un'incisione fluviale. I fiumi che scendono dai margini scoscesi di quest'area erano allora orientati alquanto perpendicolarmente rispetto all'asse dello stretto, erodendo la zona e formando lo schema di base oggi riconoscibile.

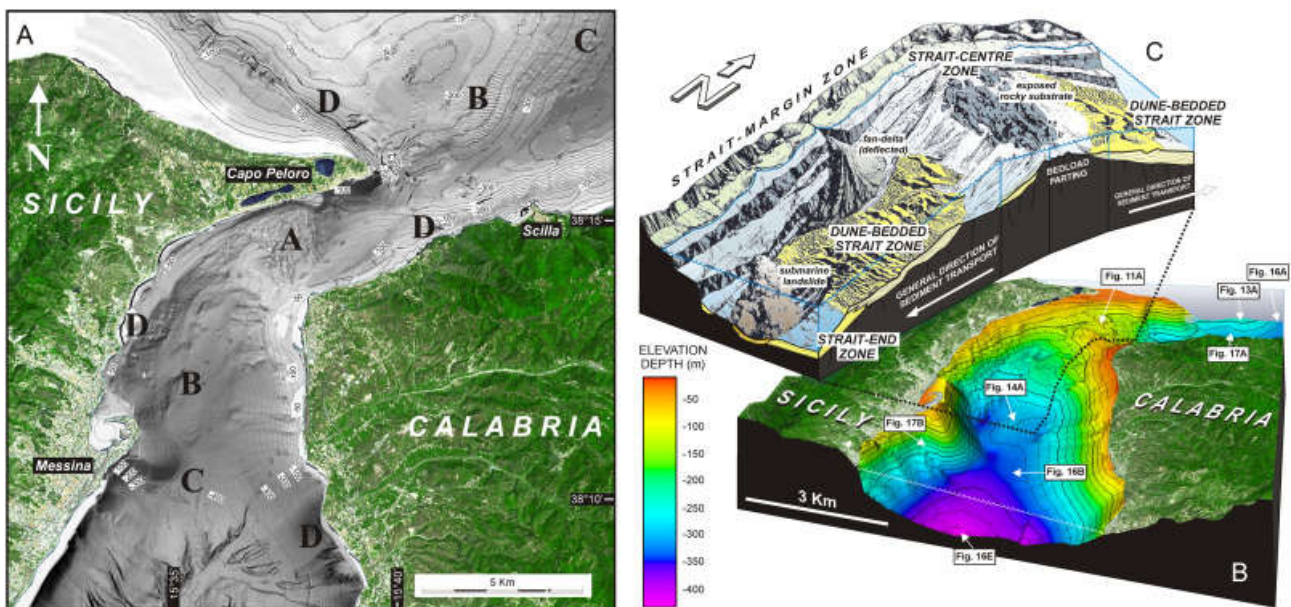


Figura 24: (A) Stretto di Messina di (B) Modello a blocchi che mostra le principali caratteristiche batimetriche del fondo centrale dello Stretto di Messina, i dettagli di localizzazione presentati nella seguente fig. (C) Immagine fatta a mano dello stretto centrale, che mostra le relazioni tra la zona di by-pass del centro dello stretto e le due adiacenti zone dunali altamente deposizionali, poste a valle di ciascuna direzione opposta alle correnti principali.

3.2 Sito di interesse

Per decidere quale sia la posizione migliore per il posizionamento del TEC GEMSTAR, è necessaria un'analisi preliminare. Attraverso l'indagine della batimetria, della stratigrafia e del campo di velocità dell'area, ottenuti da diversi rilievi realizzati negli ultimi anni, è stato possibile avere una panoramica delle principali caratteristiche del sito di interesse.

Molti aspetti devono essere considerati per determinare quale sia la posizione più idonea all'ancoraggio del dispositivo al fondo dello stretto: in particolare aspetti di efficienza, legati alla distribuzione delle velocità lungo la profondità, aspetti legislativi, data la presenza di numerose leggi e restrizioni che riducono l'area disponibile all'interno dello stretto, dovute principalmente all'intenso traffico navale che caratterizza lo stretto, ed aspetti granulometrici, fondamentali nella scelta del corretto sistema di ancoraggio.

Inoltre, è opportuno ricordare che, all'aumentare della profondità, il processo di posizionamento del sistema di ancoraggio e del dispositivo diventa sempre più impegnativo sia per motivi tecnici che per i costi legati alla procedura.

Per l'analisi sono state considerate le relazioni, relative a due diverse indagini sul campo, fornite dalla società SEAPOWER srl, consorziata con l'Università degli Studi di Napoli Federico II:

- **“Relazione Ambitech”** (2018), che riporta i risultati dei rilievi batimetrici e stratigrafici del versante destro dello stretto, presso le sponde di Punta Pezzo, nel comune di Villa San Giovanni;
- **“Report rilievi Idrosfera”** (2019), che riporta i rilievi batimetrici e stratigrafici del versante sinistro dello stretto, nell'area costiera compresa tra il porto di Messina e la provincia di Torre Faro, nel versante sinistro settentrionale dello stretto. In questa seconda indagine sono presenti anche alcune informazioni sulla stratigrafia nell'area nei pressi di Punta Pezzo.

Nei capitoli successivi il tutto verrà spiegato più in dettaglio, privilegiando i dati riguardanti l'area nei pressi di Punta Pezzo, essendo più vicina all'area di possibile posizionamento del dispositivo.

3.2.1 Relazione Ambitech

Il rapporto descrive le attività di indagine specialistiche condotte nello specchio acqueo richiesto in concessione dall'azienda SEAPOWER, antistante il litorale di Punta Pezzo, presso il comune di Villa S. Giovanni (RC), nel periodo dicembre 2017 – febbraio 2018.

Nello specifico sono state svolte due diverse indagini:

- esecuzione del rilievo batimetrico con ecoscandaglio Multibeam EchoSounder (MBES);
- esecuzione dell'indagine stratigrafica con Sub Bottom Profiler.

Prima di procedere nel dettaglio, si vede in Figura 25 l'area di indagine, la quale è situata in prossimità dell'imboccatura nord dello Stretto di Messina, a ridosso della costa calabra, dove il canale dello Stretto piega dalla direzione nordest-sudovest alla direzione nord-sud.

Il pannello a destra mostra un'inquadratura di dettaglio dell'area indagata, ovvero lo specchio acqueo prospiciente il porticciolo di Santo Spirito. Il poligono giallo indica l'area oggetto di indagine, mentre le aree circolari numerate da 1 a 8 indicano le aree chieste in concessione.

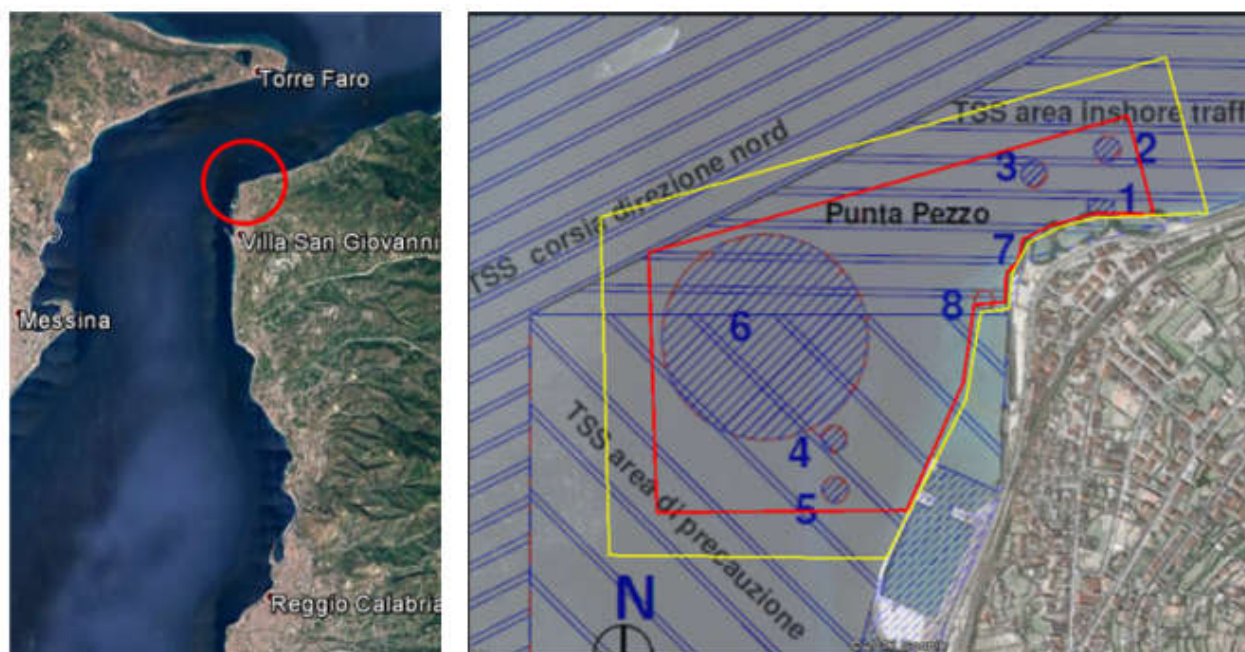


Figura 25: Localizzazione dell'area di rilievo nello stretto di Messina (figura a sinistra) e zoom dell'area specifica per il rilievo (poligono in giallo, figura a destra) (da Relazione Ambitech).

Rilievo batimetrico

La prima indagine vede l'esecuzione del rilievo batimetrico tramite ecoscandaglio MBES, il quale calcola la profondità del fondale attraverso la selezione di differenti impulsi sonori. In particolare il trasduttore del MBES è stato installato lungo la fiancata di una piccola imbarcazione, calcolando

così la profondità del fondale marino considerando il tempo impiegato da un segnale acustico per viaggiare dalla nave al fondale e ritorno.

I dati batimetrici sono stati corretti per tenere conto dell'escursione di marea, il cui andamento è stato ricavato dalle registrazioni dalla Stazione Mareografica presente nel porto di Reggio Calabria. Dopo la procedura di elaborazione dei dati raccolti, è stato possibile disegnare una mappa batimetrica dettagliata dell'area di interesse, evidenziando le varie linee isobariche con spaziatura di 1 m di profondità (Figura 26).

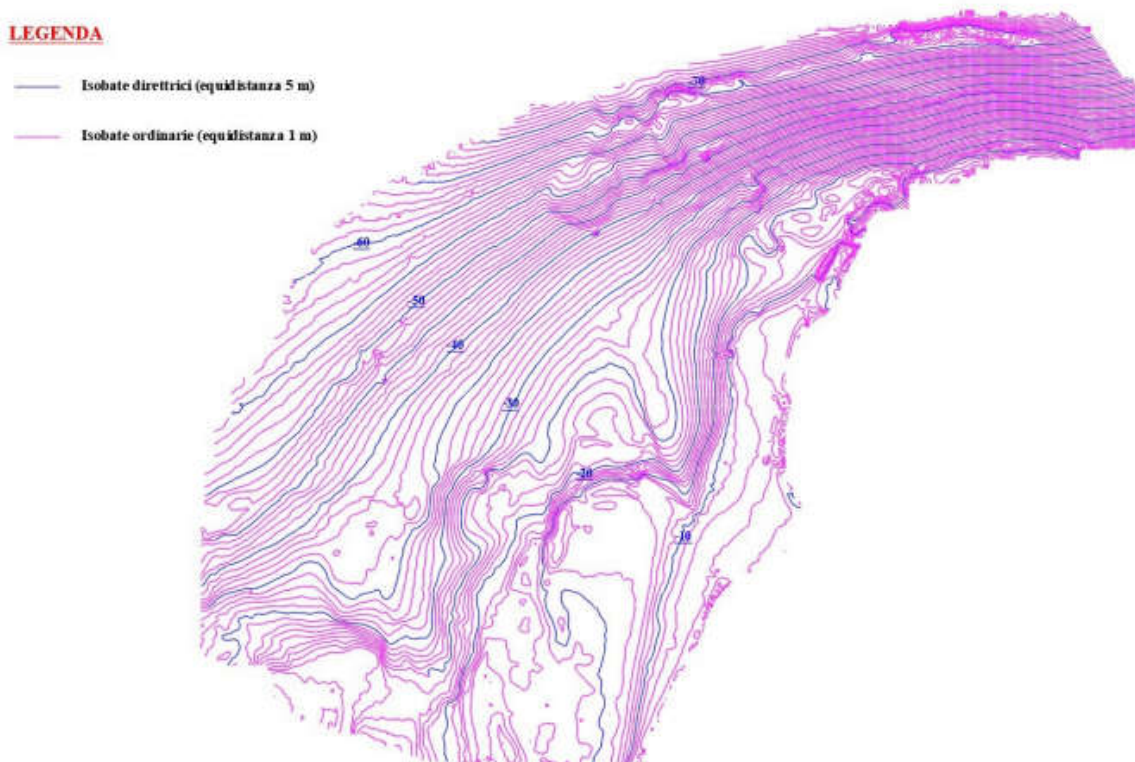


Figura 26: Carta batimetrica dell'area di interesse per il rilievo. Le varie linee isobariche sono visualizzate in viola, ciascuna separata da quelle adiacenti di 1 [m]. Per ogni 5 [m] di profondità le linee isobariche sono evidenziate in blu. Ogni 10 [m] la profondità della linea isobarica è indicata dal numero blu (da Relazione Ambitech).

Indagine stratigrafica

La seconda parte vede l'esecuzione dell'indagine stratigrafica tramite Sub Bottom Profiler, il quale consente il rilevamento del fondo e sottofondo marino attraverso la generazione di onde acustiche che vengono riflesse ad ogni variazione di densità e quindi di velocità degli strati del sottofondo, fornendo così indicazioni indirette sulla natura dei sedimenti attraversati fino ad una profondità di alcune decine di metri di terreno. Le onde riflesse vengono rilevate dal trasduttore ed inviate al processore posto a bordo dell'imbarcazione che esegue l'analisi digitale del segnale.

I risultati dell'analisi hanno evidenziato un assetto stratigrafico che riflette le particolari condizioni delle sponde meridionali dello Stretto di Messina, dove le forti correnti e le notevoli pendenze non favoriscono la sedimentazione del materiale terrigeno, il quale scivola facilmente verso le maggiori profondità. Nel dettaglio è stato possibile individuare un leggero strato superficiale di sedimenti terrigeni, principalmente sabbie e ghiaie dello spessore dell'ordine di grandezza delle decine di centimetri massimo, poggiante su un substrato profondo di materiale duro.

Nel complesso, sono stati eseguiti 9 profili stratigrafici lungo le rotte indicate nella Figura 27 come LINEA 1, LINEA 2, ecc.

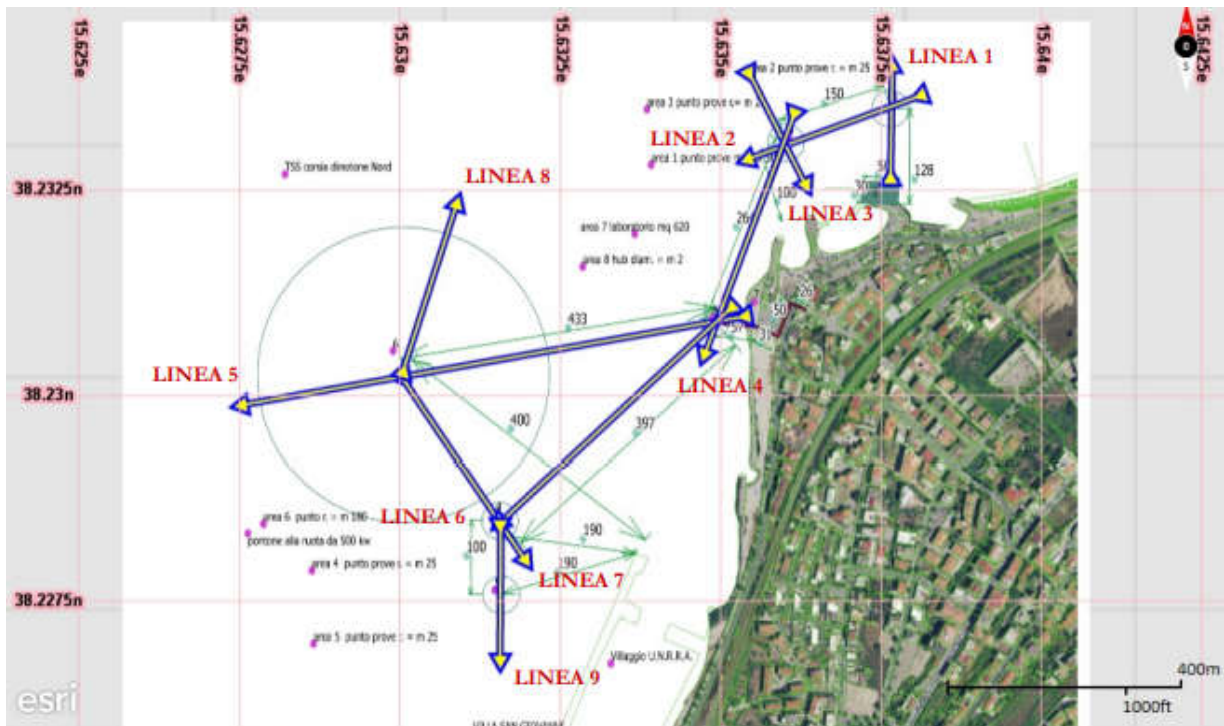


Figura 27: Mappa dei profili stratigrafici registrati (da Relazione Ambitech).

Le linee di maggiore interesse per il progetto in questione, ossia il posizionamento del sistema di ancoraggio per il TEC GEMSTAR, sono la LINEA 5, LINEA 7 e LINEA 8.

I tre percorsi evidenziano caratteristiche simili: il profilo è caratteristico di una facies sismica trasparente con aree prive di riflessione del segnale e che possono corrispondere a corpi rocciosi omogenei non stratificati oppure unità stratificate ma con strati molto inclinati (masse ignee, diapiri salini, spessi corpi sabbiosi o argillosi sismicamente omogenei).

Inoltre nel profilo stratigrafico associato alla LINEA 7, come si vede in Figura 29, nella parte vicino alla linea di costa, sono presenti alcune dune intervallate a depressioni abbastanza accentuate pari a circa 3 m di profondità. Procedendo verso il largo, si notano alcuni accumuli di materiale stratificato.

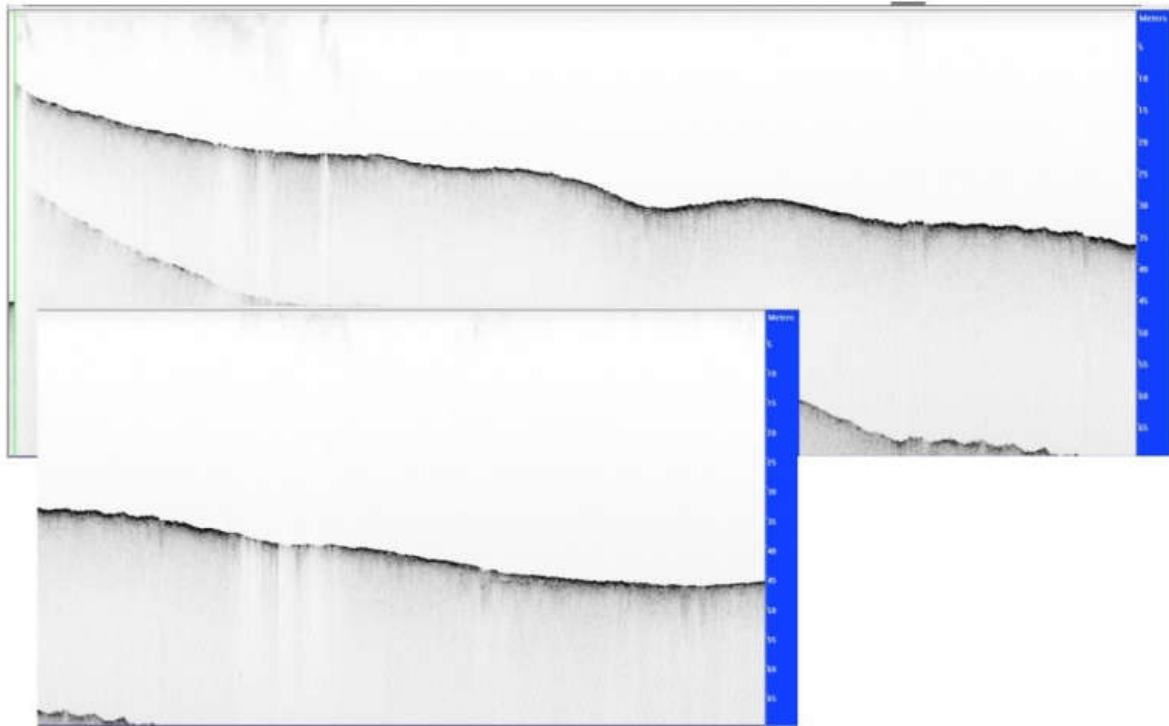


Figura 28: Profilo lungo la LINEA 5 (da Relazione Ambitech)



Figura 29: Profilo lungo la LINEA 7 (da Relazione Ambitech)

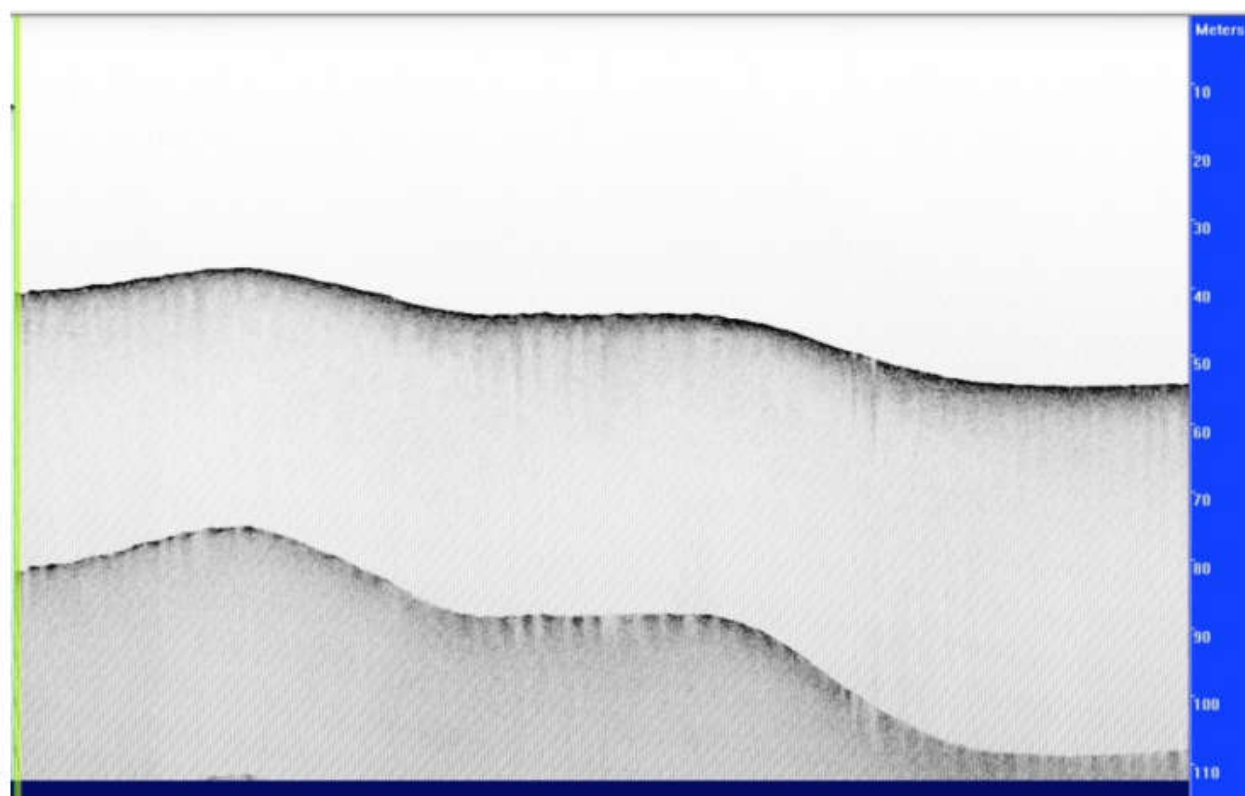


Figura 30: Profilo lungo la LINEA 8 (da Relazione Ambitech)

3.2.2 Report rilievi Idrosfera

Questo secondo report è stato realizzato dalla compagnia IDROSFERA nel 2019, precisamente nel periodo tra febbraio-marzo, e fornisce ulteriori informazioni stratigrafiche interessanti l'area nei pressi di Punta Pezzo, e nuove indagini stratigrafiche e batimetriche della zona del versante siciliano dello stretto, compresa tra il porto di Messina e la località di Torre Faro.

Nel caso di interesse, l'area vicino Punta Pezzo è studiata come possibile sito per l'installazione del GEMSTAR, perciò solo le informazioni stratigrafiche aggiuntive dell'indagine sono prese in considerazione.

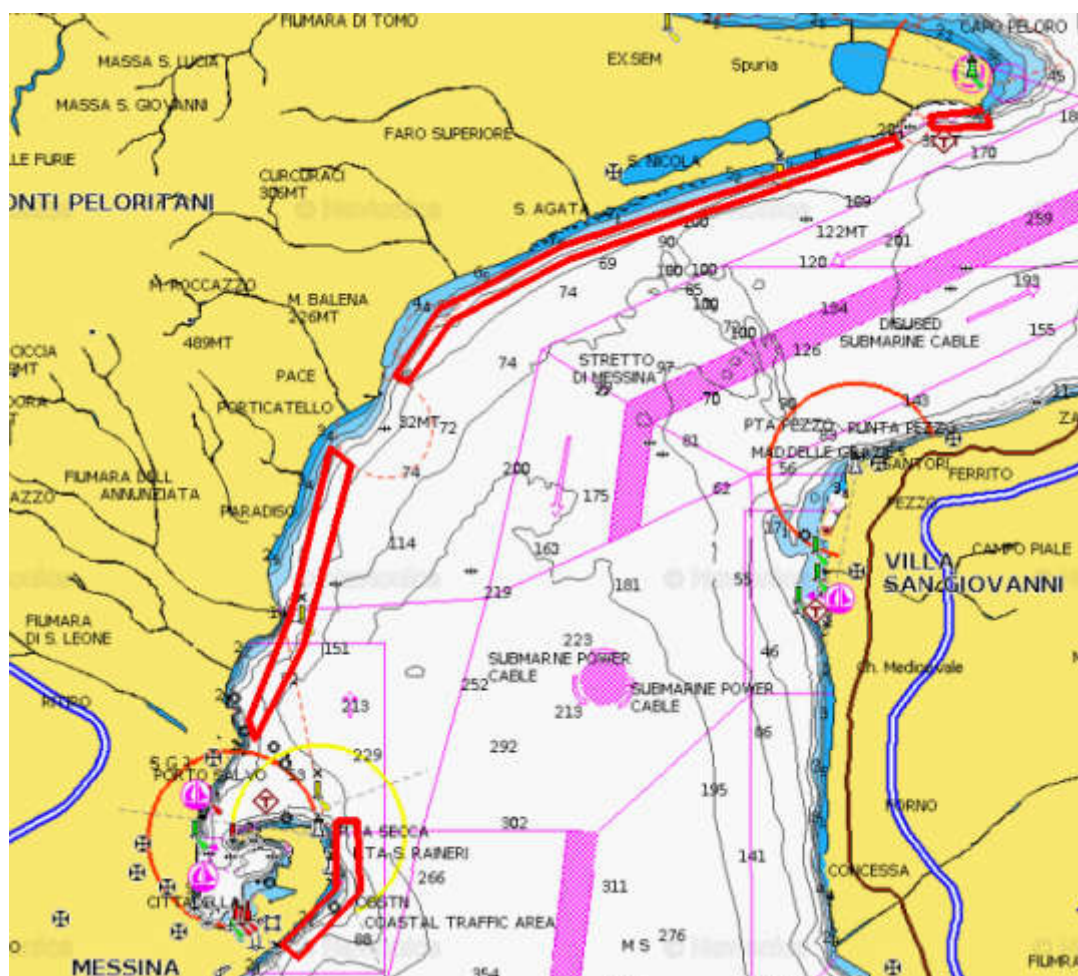


Figura 31:Le aree del versante siciliano dello stretto analizzate in questo rilievo sono evidenziate nella mappa dai poligoni rossi (da Relazione Idrosfera).

Indagine stratigrafica

Analogamente all'indagine precedente, per la realizzazione dello studio stratigrafico è stato utilizzato un sistema sismico ad alta risoluzione, montato su un'imbarcazione, la quale ha percorso tutte le linee acquisite ad una velocità di circa 2 nodi (1 metro al secondo).

L'intervallo di sparo del segnale acustico al fondale marino è stato settato a 250 millisecondi, per garantire la migliore descrizione della porzione superficiale del fondale, essendo la più utile ai fini del progetto in questione.

Le immagini riportate di seguito mostrano le rotte percorse e i profili stratigrafici risultanti per il sito nei pressi di Punta Pezzo. Per l'interesse del progetto GEMSTAR sono state prese in considerazione solo le prime tre, dal basso, delle quattro rotte percorse, poiché più vicine all'area di possibile collocazione del dispositivo.

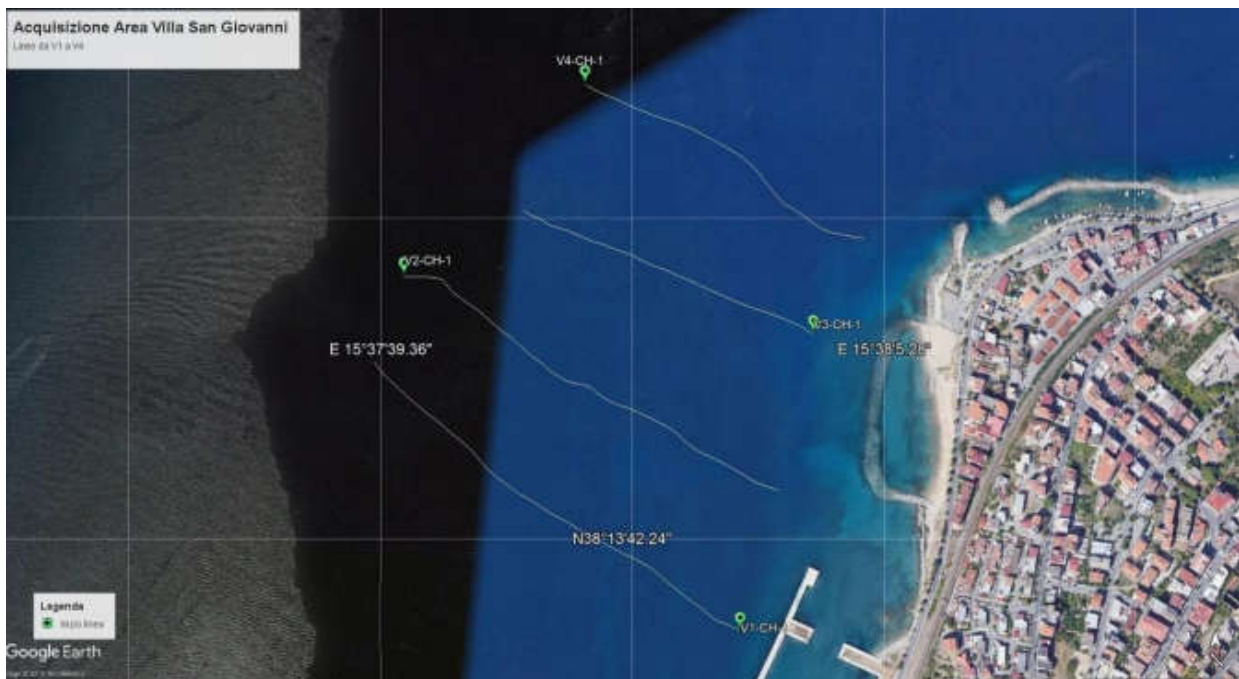


Figura 32: Percorsi per la stratigrafia presso Punta Pezzo (da Relazione Idrosfera).

Nelle stratigrafie considerate è stato possibile distinguere uno strato superficiale di materiale olocenico, principalmente sabbie e ghiaie da fini a grossolane, e di spessore estremamente variabile dai 30-40 cm fino ad anche qualche decina di metri allontanandosi dalla linea di costa ed in corrispondenza di paleo alvei fluviali, dove la sedimentazione è maggiore a causa della corrente.

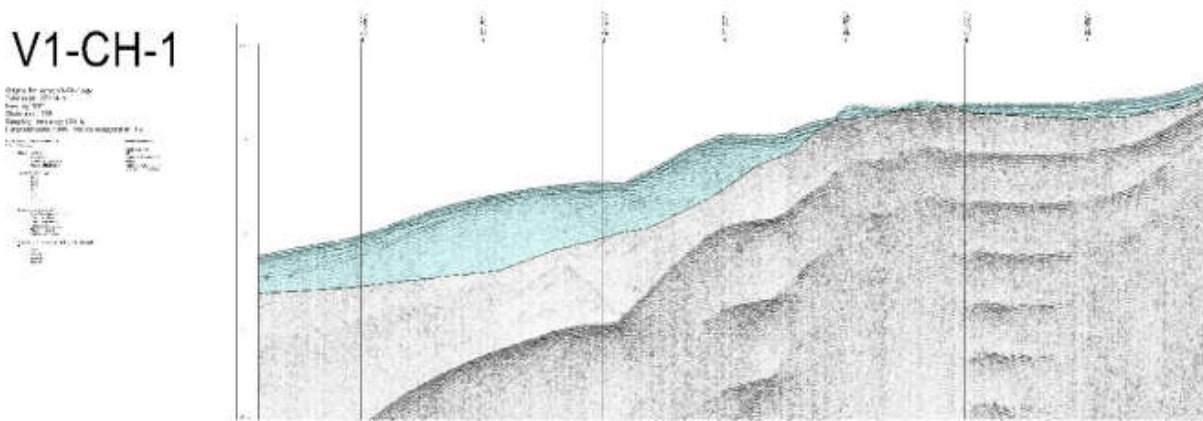


Figura 33: Risultato del primo percorso di rilievo stratigrafico (dalla Relazione Idrosfera).

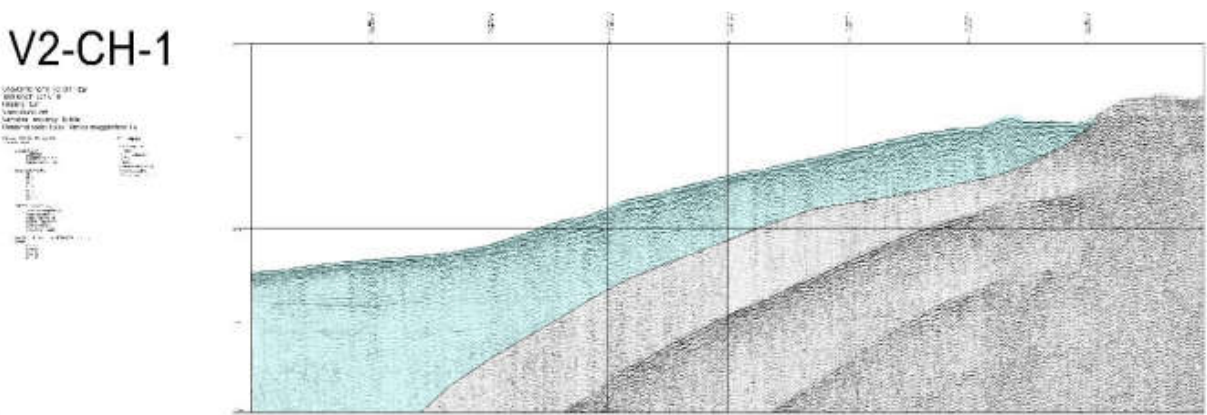


Figura 34: Risultato del secondo percorso di rilievo stratigrafico (dalla Relazione Idrosfera).

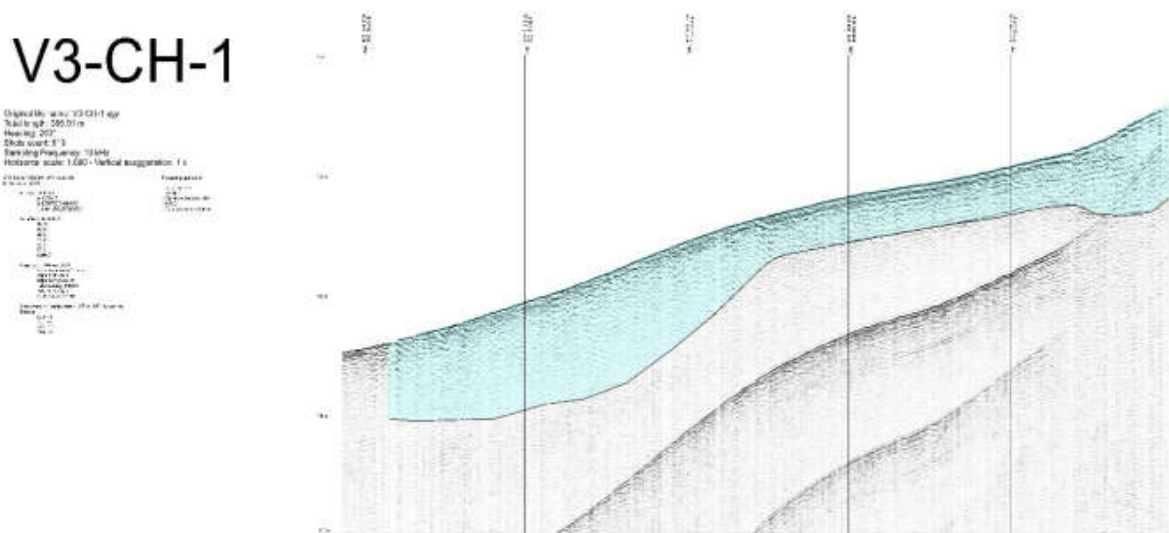


Figura 35: Risultato del terzo percorso di rilievo stratigrafico (dalla Relazione Idrosfera).

3.3 Aspetti geologici

Al fine di supportare i risultati ottenuti dall'indagine stratigrafica dei report sono stati presi in considerazione anche i risultati ottenuti da precedenti indagini e pubblicazioni. Questi dati sono fondamentali per la comprensione delle problematiche geotecniche, in particolare per affrontare la scelta della più adatta tipologia di ancoraggio per il device.

Di particolare rilevanza sono i dati di una campagna geologica condotta da **Monaco et al.** nel 1996, il cui studio geologico si basa sull'interpretazione dei dati geologici e geofisici raccolti lungo un transetto regionale che si estende lungo l'arco meridionale della Calabria fino alla costa ionica. Sono stati considerati anche i risultati di quattro perforazioni profonde effettuate nello stretto di Messina (S16, S4, S2, S5).

Un'immagine dei dati forniti da questi sondaggi è riportata nella Figura 36.

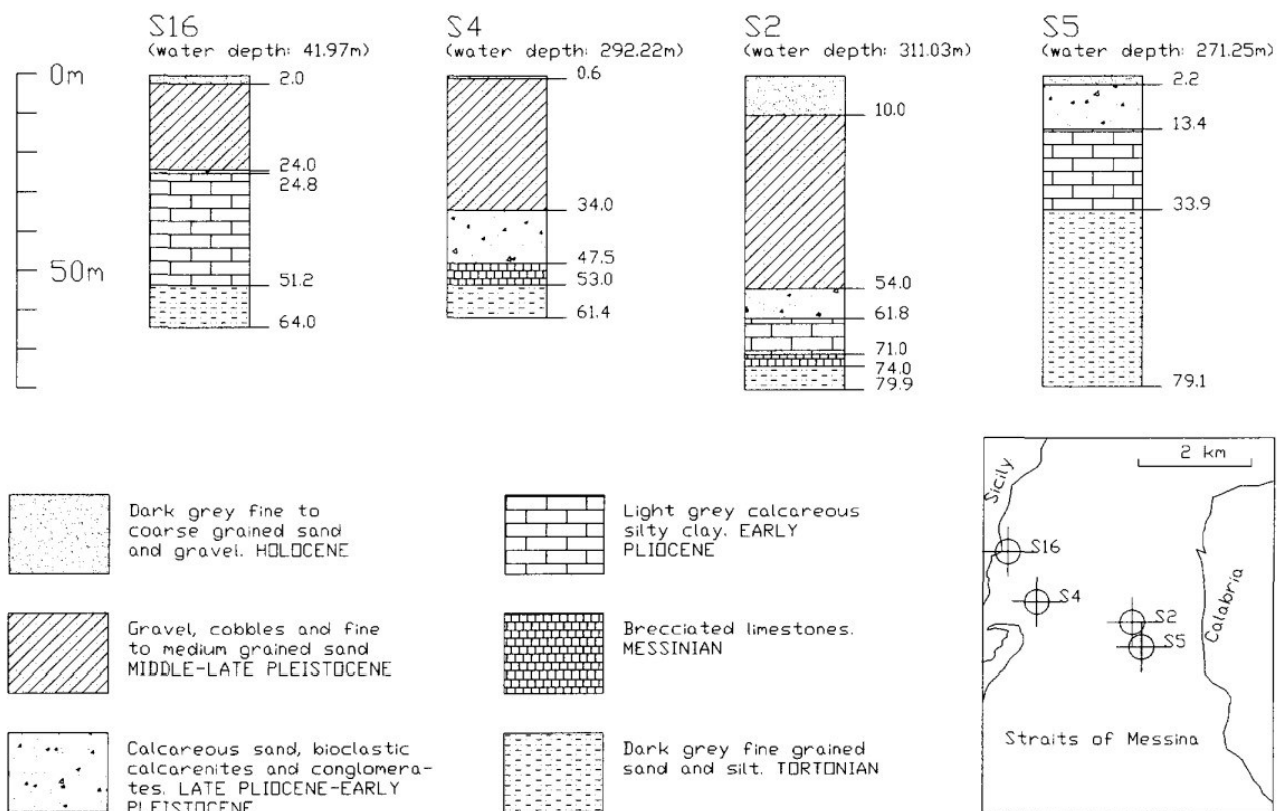


Figura 36: Tronchi di trivellazione nello stretto di Messina. Il riquadro in basso mostra le posizioni di ciascun sito di perforazione (da Monaco et al. 1996).

I punti più rappresentativi (S2, S4, S5 e S16) sono stati studiati con perforazioni di circa 80m di lunghezza praticati sul fondo del mare ad una quota compresa tra -41,97 m (S16) e -311,03 m (S2).

Foro S16, la cui la posizione nello stretto è visibile sulla finestrella nell'angolo in basso a destra della Figura, appartiene ad una porzione meno profonda del versante siciliano dello stretto ad una

profondità di circa 42 metri, mentre gli altri tre campionamenti appartengono a porzioni più profonde del canale, circa 300 metri di profondità.

Si ottiene una successione sedimentaria di 60-80 m di spessore composta da alternanze di litotipi appartenenti a sei unità principali che possono essere rappresentate schematicamente da:

- a) sabbie e ghiaie a grana fine-media. Questa unità mostra uno spessore compreso tra 0,60 m (S4) e 10 m (S2) e rappresenta i depositi dell'Olocene dello Stretto di Messina.
- b) Ghiaie e sabbie a grana grossa costituite da ciottoli ben arrotondati di rocce cristalline. Questi sedimenti mostrano spessori compresi tra 22 m (S16) e 44 m (S 2).
- c) Sabbie calcaree e calcareniti ben cementate e calcareniti organogene. Questa unità ha uno spessore compreso tra circa 1 m (S16) e 13 m (S4).
- d) Argilliti del pliocene. Questi sedimenti, che corrispondono all'Unità E dei depositi del Miocene superiore - Pliocene sopra descritti, sono stati perforati in corrispondenza dei pozzi S1, S5 e S16 dove mostrano spessori compresi tra circa 7 ed i 26 m;
- e) Calcari intensamente fratturati. Questa unità, corrispondente al calcare messiniano dell'Unità D dei depositi del Miocene superiore - Pliocene, è stata perforata solo dai pozzi S2 e S4 dove mostra uno spessore tra i 3 ed i 5,5 m, rispettivamente.
- f) Sabbie e limo micacei a grana fine corrispondenti all'Unità B dei depositi di Miocene Superiore - Pliocene Superiore.

Questa successione è stata osservata anche in occasione della realizzazione del pozzo AGIP Messina che, realizzato lato siciliano dello stretto (a nord della città di Messina) ha attraversato 226 m di sedimenti a grana grossa del Pleistocene, 27 m di marne del Pliocene inferiore, 321 m del Miocene superiore e 30 m di rocce metamorfiche.

Altri dati sulla granulometria del fondale marino provengono da un documento del 2016, **“Holocene sediments of the Messina Strait (southern Italy): relationships between source area and depositional basin”**, di F. Perri et al. In questo studio è stata analizzata la distribuzione chimica e mineralogica dei sedimenti raccolti lungo lo stretto di Messina per ricostruire l'evoluzione sedimentaria ed i processi geologici. Tra i vari punti di indagine solo due di essi sono in qualche modo rilevanti per il lavoro svolto in questo progetto: STR3 e CAL13.

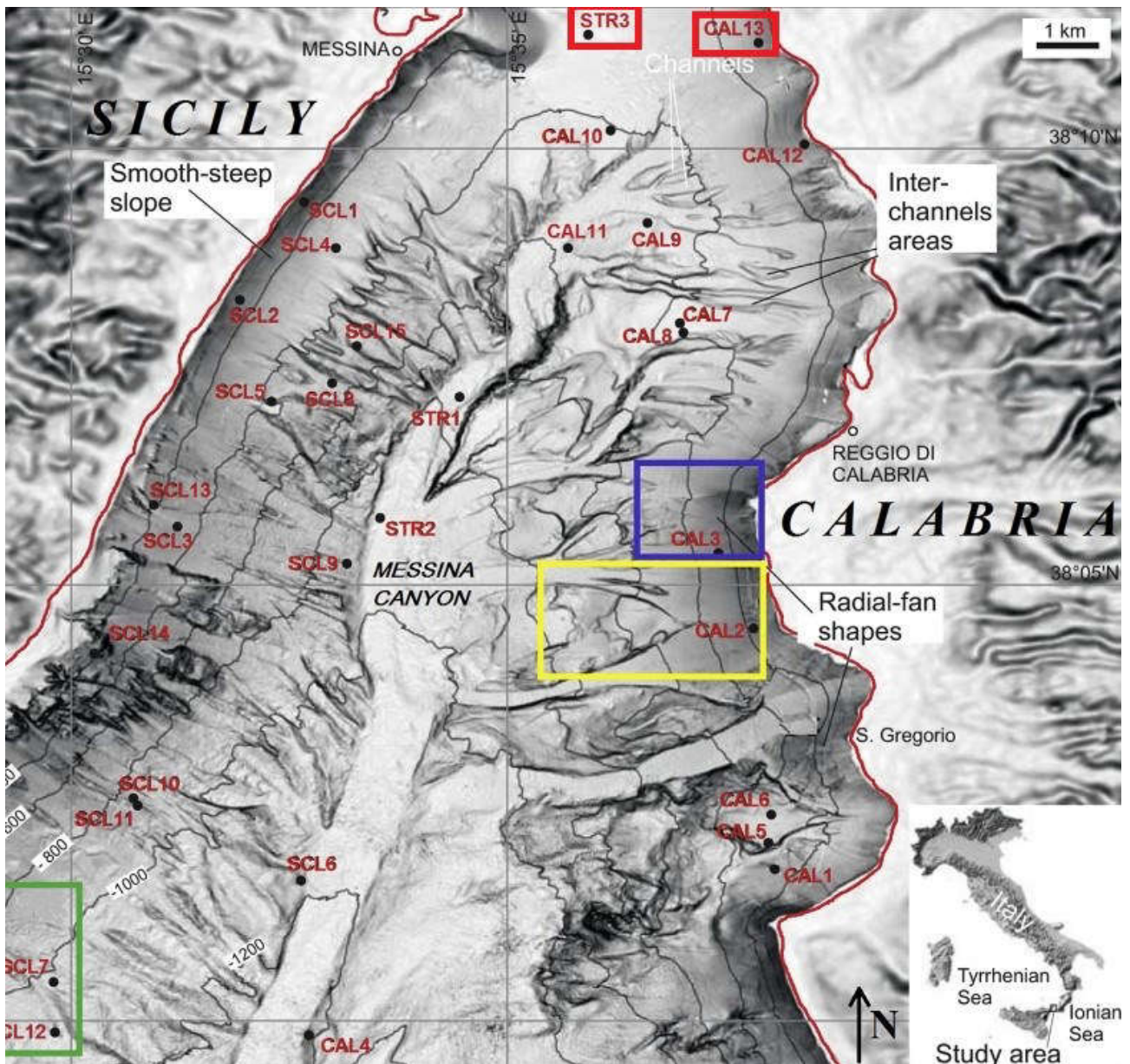


Figura 37: Particolare della mappa batimetrica di dettaglio dell'area censita. I due punti rilevanti per questo progetto sono quello evidenziato dai quadrati rossi, STR3 e CAL13, più o meno alla stessa longitudine della città di Messina (da F. Perri, "Holocene sediments of the Messina Strait (southern Italy): relationships between source area and depositional basin", 2016).

Per i due punti evidenziati con rettangoli rossi in Figura 37, la mineralogia (in percentuale in peso) è riportata nella tabella seguente:

Samples	Qtz	K-field	Plg	Σ Phyll	Calc	Fe-ox	Σ Feld
STR3	50	6	15	29	tr	0	21
CAL13	50	6	14	30	tr	0	20

Oltre a questi dati viene riportata anche la granulometria trovata nei rispettivi punti di campionamento: il sito STR3 è caratterizzato da sabbia con tracce di limo, argilla e ghiaia, mentre la composizione del fondale del sito CAL13 potrebbe essere descritta come una miscela di ghiaia e sabbia.

Una ulteriore conferma sulla composizione del fondale marino nello stretto viene fornita dalla **carta geologica delle aree onshore e offshore dello Stretto di Messina** (Figura 38) modificata, da: Ghisetti et al., 1983, Gargano, 1994, e Lentini et al., 2000 per la geologia onshore; Selli et al., 1979 per la distribuzione dei sedimenti di fondo stretto, dove la porzione di fondo dello stretto di interesse risulta essere costituita principalmente da fondo ghiaioso liscio e fondo roccioso scabro.

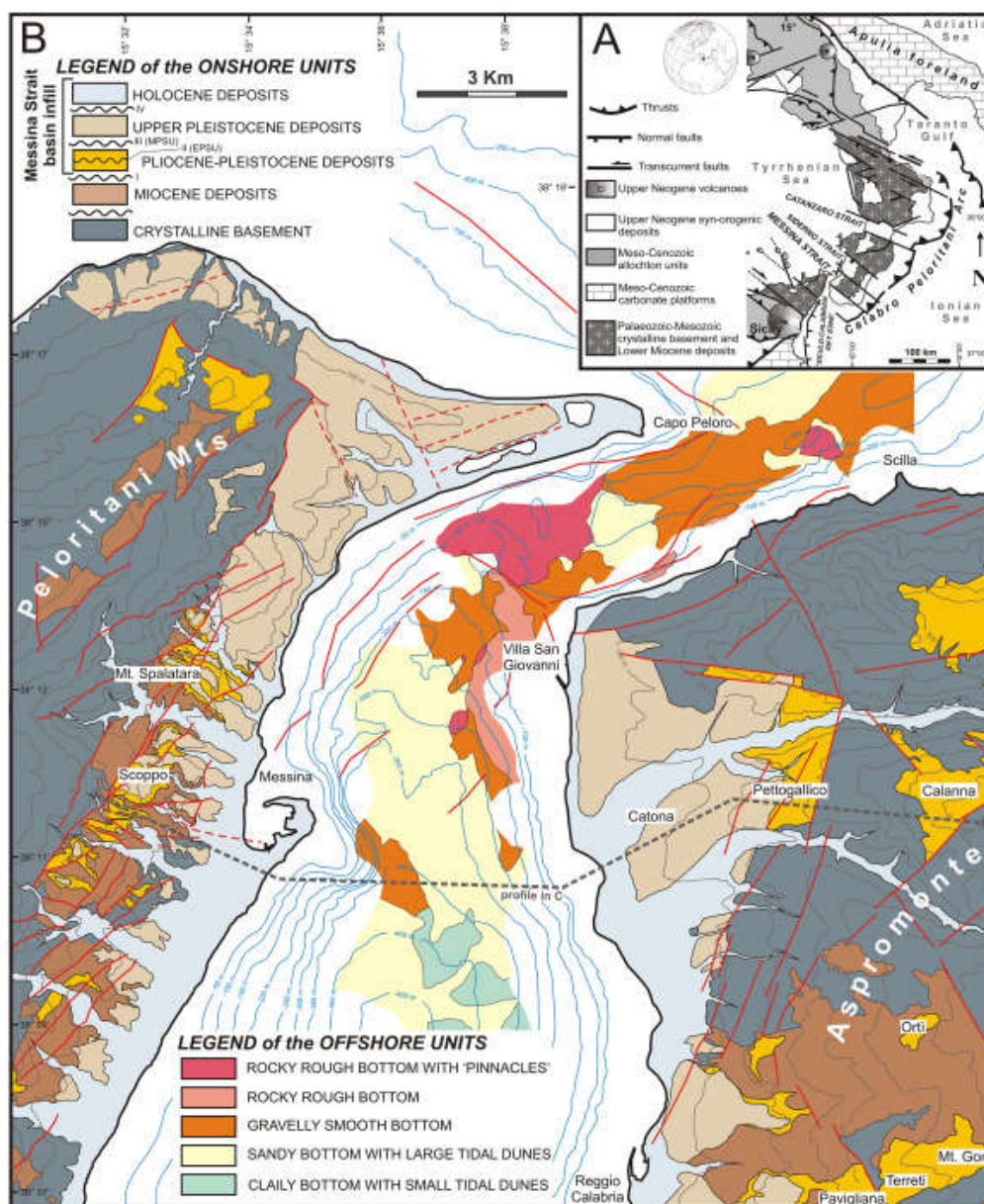


Figura 38: Carta geologica delle aree onshore e offshore dello Stretto di Messina

Ulteriori considerazioni

Ulteriori aspetti, che devono necessariamente essere soddisfatti nella scelta dell'area in cui collocare il device, sono:

- Alcuni metri d'acqua in cima al GEMSTAR devono essere lasciati liberi da qualsiasi ostruzione per consentire il passaggio di barche e natanti, almeno 10-12 metri;
- È importante garantire un corretto distanziamento tra il fondo del GEMSTAR e il fondale, per evitare ogni possibile collisione o interferenza tra il suolo e le pale del rotore.

3.4 Range di velocità'

L'identificazione dell'intervallo di velocità delle correnti che attraversano lo stretto di Messina è una procedura importante per la decisione della posizione del convertitore di energia. I siti con una profondità e una composizione del fondale favorevoli, ma con un intervallo di velocità con picchi a bassa velocità (<1 [m/s]) non sono considerati idonei, poiché la produzione di energia derivata dal TEC sarebbe troppo bassa. Fortunatamente lo stretto di Messina è uno dei pochi luoghi della costa italiana in cui la produzione di energia dovuta all'escursione delle maree è una possibilità realistica, principalmente per il profilo stretto del canale e per il fatto che lo stretto è un punto di giunzione tra due mari, il Tirreno e lo Ionio. Per una stima approssimativa dell'intervallo di velocità nella zona di interesse per questo progetto, nei pressi di Punta Pezzo, è stato preso come linea guida un documento del 2012, dal titolo “Stima della produzione elettrica da correnti marine nello stretto di Messina” (Estimation della produzione di energia dalle correnti marine nello stretto di Messina), da Domenico Coiro e Giancarlo Troise. In questo lavoro viene calcolato il campo di velocità per diversi punti dello stretto, partendo dall'array di dati sulla velocità attuale forniti dalle tavole di marea per lo stretto di Messina dell'anno 2004, dall'Istituto Idrografico Navale. In queste tavole di marea sono forniti i dati per i picchi di velocità della corrente per ogni giorno dell'anno. Qui si considerano di segno negativo i valori delle velocità delle correnti che scorrono dal Mar Tirreno allo Ionio, mentre si considerano positive le velocità delle correnti che scorrono in senso opposto. La matrice dei dati forniti è valida per un punto specifico dello stretto, di coordinate $38^{\circ} 14' 00''$ N di latitudine e $15^{\circ} 38' 00''$ di longitudine, che è in Punta Pezzo, sito di interesse per questo progetto. Nella tabella seguente sono riportati i valori del mese di gennaio 2004 a titolo esemplificativo dei dati forniti dalle tavole di marea. Per ogni giorno del mese vengono indicati i tempi di ristagno idrico e di velocità di picco, con le velocità relative di ciascun picco, espresse in nodi.

Day	Slack water	Time	Velocity [kn]	Slack water	Time	Velocity [kn]	Slack water	Time	Velocity [kn]	Slack water	Time	Velocity [kn]
1	2.5	0.14	1.64	9.08	5.4	-2.6	14	11	0.93	21.5	17.6	-3.9
2	3.54	1.09	2.04	10.4	6.5	-2.7	14.4	12	0.63	22.2	18.5	-3.9
3	4.51	1.55	2.45	11.6	7.4	-3	15.2	13	0.46	22.6	19.3	-4
4	5.4	2.36	2.85	12.6	8.4	-3.3	16	14	0.39	23.4	20.2	-4.1
5	---	3.11	3.22	6.23	9.2	-3.6	13.4	15	0.42	16.4	21	-4.2
6	0.13	3.45	3.53	7.05	10	-3.9	14.2	16	0.52	17.3	21.4	-4.3
7	0.5	4.16	3.78	7.43	10	-4.2	14.5	16	0.68	18.1	22.3	-4.4
8	1.29	4.48	3.94	8.19	11	-4.5	15.2	17	0.9	19	23.1	-4.4
9	2.09	5.23	4	8.55	12	-4.6	15.5	17	1.13	19.5	23.5	-4.3
10	2.52	5.59	3.93	9.3	13	-4.8	16.3	18	1.35	20.5	---	---
11	3.38	0.4	-4.2	10.1	6.4	3.7	17.1	13	-4.8	21.4	19.1	1.55

12	4.26	1.29	-4	10.4	7.2	3.4	17.5	14	-4.8	22.5	20	1.72
13	5.2	2.25	-3.7	11.2	8.1	2.9	18.4	15	-4.7	23.6	21	1.88
14	---	3.24	-3.4	6.2	8.6	2.4	12	16	-4.6	19.3	22.1	2.07
15	1.13	4.27	-3.2	7.3	9.6	1.8	12.5	17	-4.6	20.2	23.2	2.36
16	2.31	5.36	-3.2	8.49	11	1.4	13.4	17	-4.5	21.1	---	---
17	3.43	0.31	2.79	10.1	6.4	-3.4	14.4	12	1.09	22.1	18.5	-4.6
18	4.48	1.36	3.3	11.3	7.5	-3.8	15.5	13	1.05	23	19.4	-4.7
19	5.44	2.31	3.81	12.4	8.4	-4.2	16.5	15	1.18	23.5	20.3	-4.9
20	---	3.22	4.24	6.34	9.4	-4.7	13.3	15	1.38	17.5	21.3	-5
21	0.37	4.08	4.52	7.22	10	-5	14.2	16	1.56	18.4	22.1	-5.1
22	1.22	4.51	4.63	8.05	11	-5.3	15	17	1.71	19.3	23	-5
23	2.06	5.3	4.53	8.46	12	-5.3	15.4	18	1.78	20.2	23.5	-4.8
24	2.5	6.08	4.23	9.25	12	-5.2	16.2	18	1.79	21	---	---
25	3.34	0.32	-4.5	10	6.5	3.8	17	13	-5.1	21.5	19.2	1.74
26	4.19	1.19	-4.1	10.4	7.2	3.2	17.4	14	-4.7	22.4	20.1	1.64
27	5.08	2.08	-3.6	11.1	7.6	2.5	18.2	14	-4.4	23.4	20.5	1.54
28	---	3	-3.1	6.01	8.3	1.8	11.4	15	-4	19.1	21.5	1.46
29	0.47	3.59	-2.6	7.05	9.1	1	12	16	-3.6	19.5	22.6	1.47
30	2.02	5.02	-2.4	8.33	10	0.4	12.1	17	-3.4	20.5	---	---
31	---	0.17	1.67	3.16	6.1	-2.3	---	11	-0.1	21.4	18	-3.3

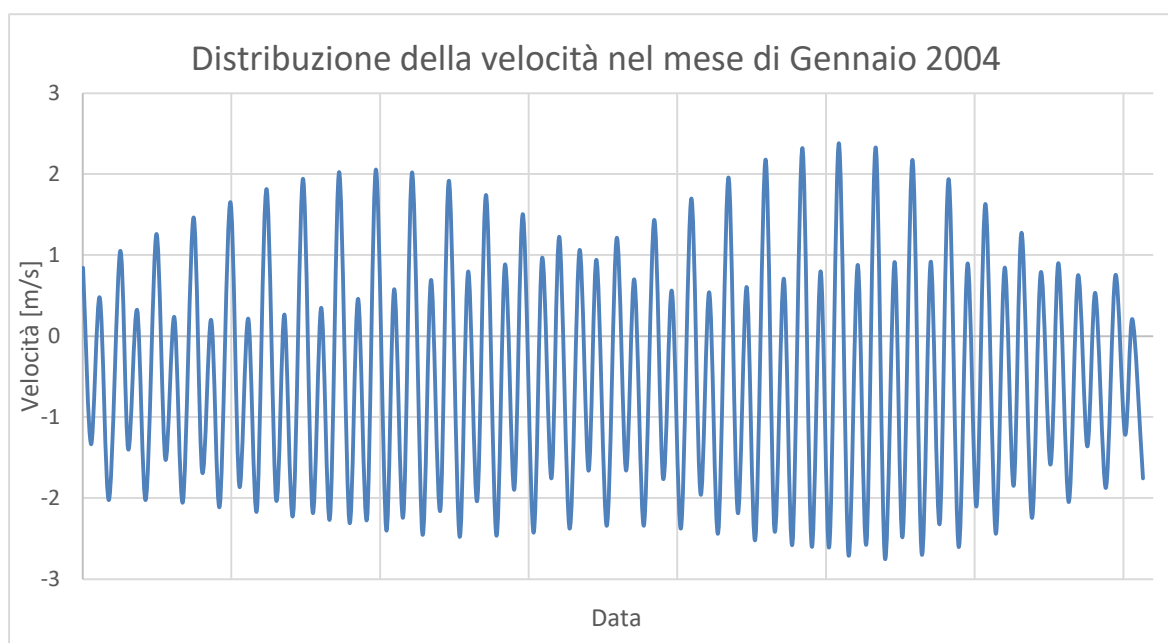


Figura 39: Distribuzione della velocità a Punta Pezzo per il mese di gennaio 2004, tracciata dai dati della Tabella.

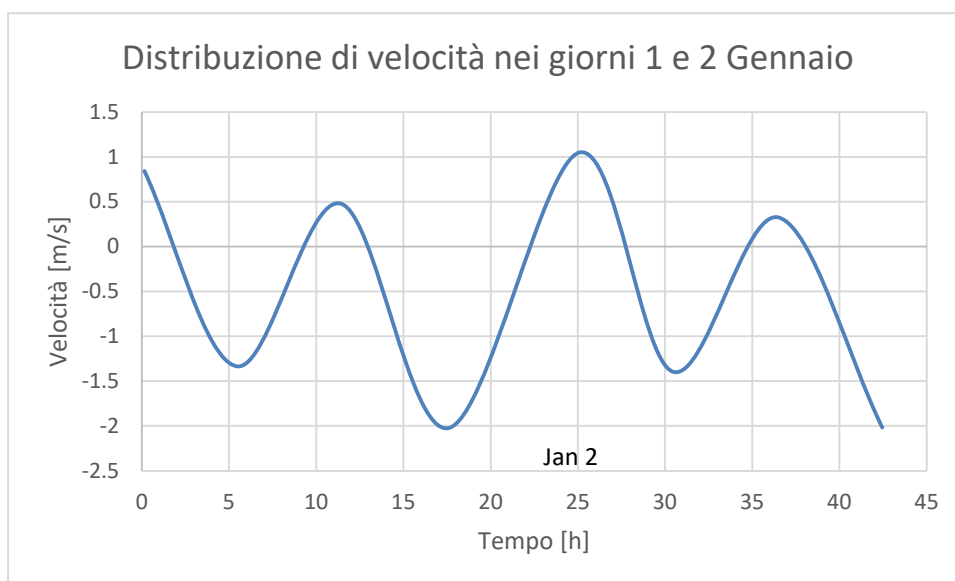


Figura 40: Distribuzione della velocità a Punta Pezzo nei primi due giorni del mese di gennaio 2004.

Dalle tabelle è anche possibile tracciare i valori di ristagno e velocità massima per un intero anno, come mostrato in Figura 41 come esempio per l'anno 2004 per la località di Punta Pezzo.

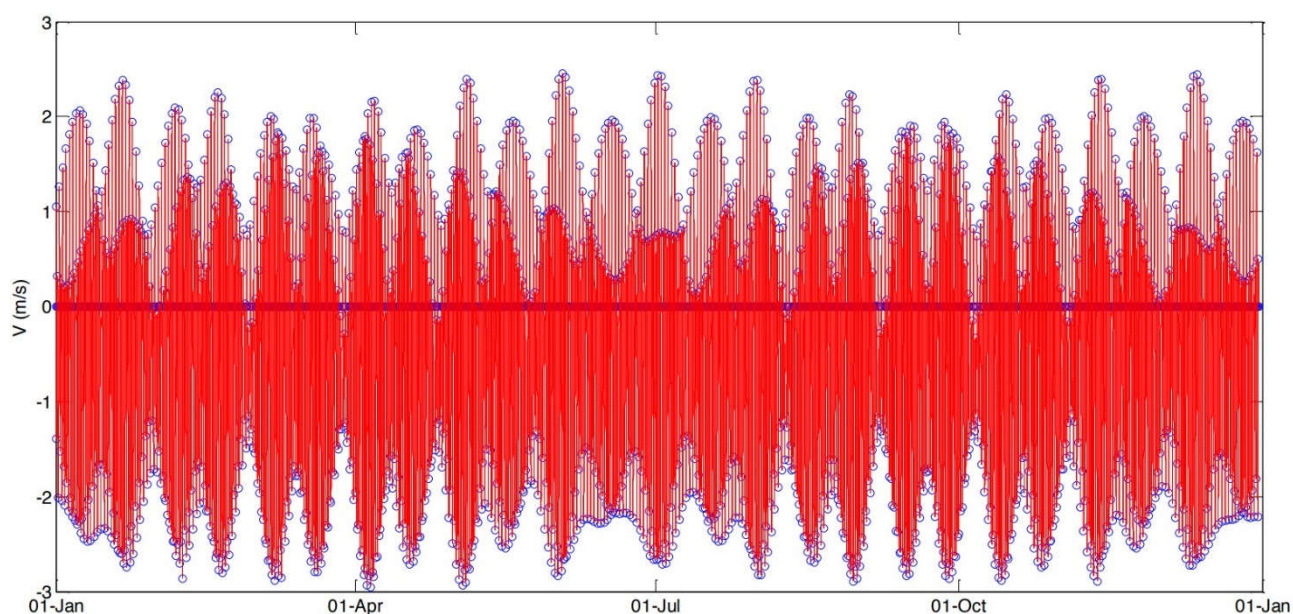


Figura 41: Profilo di velocità per l'anno 2004 a Punta Pezzo. Le velocità delle correnti che scorrono dal Mar Tirreno allo Ionio sono considerate di segno negativo, positive in senso opposto (da Stima della produzione elettrica da correnti marine nello stretto di Messina).

Dai tracciati si distingue una tipica distribuzione semi-diurna dei cicli della marea, mentre, a scala maggiore, si può osservare una variazione dei picchi a livello mensile. Per ogni giorno ci sono quattro diversi picchi di velocità, due per ogni direzione della corrente, quindi ci sono 2 cambi di direzione della corrente al giorno. Dai tracciati sono anche visibili valori leggermente superiori di velocità di picco per la corrente che scorre dal Mar Tirreno allo Ionio. Complessivamente i valori sono contenuti, in entrambe le direzioni del flusso, al di sotto della soglia di 3 [m/s] che è il valore

che è stato quindi impostato come valore massimo di velocità per il corretto funzionamento del TEC. Per valori di velocità superiori, anche se da considerarsi eventi eccezionali, il GEMSTAR entrerà in “modalità sicura”, interrompendo la produzione di energia per la finestra di tempo in cui la velocità di corrente è considerata troppo elevata. È anche vero che, per massimizzare la produzione di energia, la condizione di lavoro ideale del dispositivo è di poco inferiore alla sua condizione limite.

3.5 Conclusioni

Considerando i dati raccolti, per questo progetto sono state scelte alcune aree in prossimità della sponda di Punta Pezzo. Nell'immagine seguente (Figura 42) vengono visualizzate cinque possibili aree per il posizionamento del TEC sulla mappa batimetrica della zona di interesse. Viene riportato anche l'angolo di inclinazione del fondale, che dovrà essere considerato nella fase del progetto in cui si dovrà scegliere il tipo e le dimensioni del sistema di ancoraggio.

I dati relativi alle diverse aree sono riportati in tabella:

ID	Lat	Lon	Profondità (m)	Distanza dalla costa (m)	Pendenza (%)	Raggio dell'area (m)	Superficie (m ²)
Sito _lc_x1	38° 13.863'	15° 37.893'	35	313	12.2%	35.0	3848
Sito _lc_x2	38° 13.867'	15° 37.838'	44	394	16.1%	45.0	6362
Sito _lc_x3	38° 13.871'	15° 37.766'	55	499	13.6%	50.0	7854
Sito _lc_x4	38° 13.875'	15° 37.689'	60	610	4.1%	55.0	9503
Sito _lc_x5	38° 13.927'	15° 37.818'	62	455	14.9%	60.0	11310

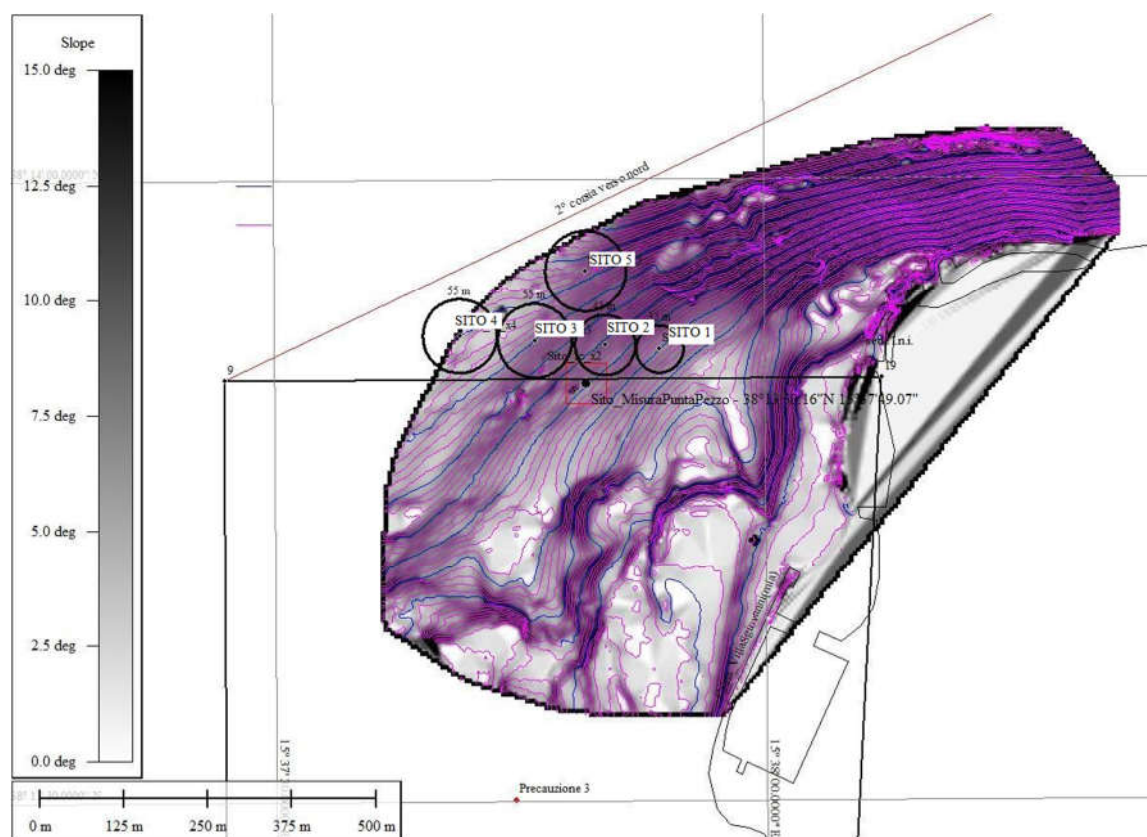


Figura 42: Mappa delle possibili aree per il posizionamento del TEC nei pressi di Punta Pezzo. Insieme alla batimetria della zona, si evidenzia anche l'angolo di inclinazione del fondale.

Note le caratteristiche batimetriche e stratigrafiche delle possibili aree e tenendo in considerazione le necessità del caso, è stato possibile compiere una scelta ragionata di quella che potrebbe rappresentare l'area più adatta in cui collocare il device.

Per questo motivo è stato scelto il sito1 a 35 m di profondità.

Successivamente le caratteristiche batimetriche e stratigrafiche dell'area saranno fondamentali nella scelta della tipologia di ancora.

Capitolo IV

SISTEMI DI ANCORAGGIO

Questo capitolo presenta una panoramica sulle diverse componenti di un sistema di ancoraggio per un convertitore di energia, quali: configurazione, ancora e linee. Verranno trattate con maggiore dettaglio solo le tipologie di ancore adatte al tipo di fondale che caratterizza il sito di installazione (roccia debole).

4.Sistemi di ancoraggio

Esistono una moltitudine di possibili configurazioni di ancoraggio per dispositivi galleggianti o sommersi e la scelta del sistema di ancoraggio più adatto è vitale per il mantenimento in posizione e la sopravvivenza del dispositivo.

La funzione primaria del sistema di ancoraggio è quella di **mantenere in posizione il dispositivo**, sia quando soggetto a condizioni ambientali ordinarie che estreme. Allo stesso tempo il sistema di ancoraggio deve concedere una certa libertà di movimento al dispositivo, il quale deve potersi orientare secondo i flussi di corrente, onde e vento al fine di ridurre così al minimo i possibili danni dovuti agli agenti atmosferici, e migliorarne così la **capacità di sopravvivenza**. Inoltre, il sistema di ancoraggio gioca un ruolo fondamentale: contribuisce all'efficienza nell'estrazione di energia.

I fattori che influenzano la scelta di un sistema di ancoraggio sono molteplici, tra i quali: le forze esercitate da correnti, onde e vento, il peso della struttura stessa, la profondità di ancoraggio, etc.

In generale, i requisiti che un sistema di ancoraggio di un WEC o TEC deve necessariamente soddisfare possono essere riassunti come segue:

- capacità di adattarsi alle maree;
- tutti i componenti devono avere resistenza e durabilità adeguate per la vita utile. La corrosione e l'abrasione, dovuta al contatto con il fondo o al contatto con altre linee, devono essere ridotte al minimo o evitate, se possibile;
- facilità di monitoraggio e manutenzione;
- economico;
- ridurre al minimo l'impatto ambientale sul fondale marino, sulla flora e fauna autoctone;
- non deve compromettere la prestazione del dispositivo, interferendo con il movimento del dispositivo stesso;
- occupare il minor spazio possibile sul fondale, in modo da consentire l'installazione di più dispositivi l'uno vicino all'altro;
- un certo grado di ridondanza per ciascun dispositivo è altamente consigliato.

Componenti di un sistema di ancoraggio

Le componenti principali di un sistema di ancoraggio, che devono essere selezionate per creare un buon sistema, sono tre:

1. Configurazione: ancoraggio singolo o multiplo;

2. Ancora: ancora a peso morto (DWA), drag, pile o plate;
3. Tipo di linea: catena, wire o rope.

4.1 Configurazione

Le due configurazioni principali sono: ancoraggio a punto singolo e ancoraggio multiplo, a seconda che vi siano una o più linee collegate al dispositivo.

Un **ancoraggio a punto singolo** è costituito da un'unica ancora ed un'unica linea di ancoraggio, quindi questa configurazione non ha ridondanza: se la singola linea si spezza, l'intero sistema fallisce. Pertanto, in fase di progettazione, occorre prestare particolare attenzione al dimensionamento di ogni singola componente del sistema. Questa configurazione consente al dispositivo di navigare intorno al punto di ancoraggio, e quindi di orientarsi secondo il flusso di corrente. Ciò comporta un'ampia impronta operativa, e di conseguenza risulta essere una soluzione non ideale nel caso in cui si volessero affiancare più dispositivi nella medesima area, in quanto richiederebbe un opportuno distanziamento che incrementerebbe enormemente l'area da adibire a fattoria energetica. Esistono molte configurazioni di sistemi di ancoraggio a punto singolo.

Un **ancoraggio multiplo** è costituito da più linee, disposte secondo uno schema simmetrico, che generalmente incontrano il dispositivo in più punti. Questa configurazione fissa un angolo in modo che il dispositivo sia in grado di mantenere una direzione e un orientamento. L'orientamento del dispositivo deve essere scelto in base alla direzione predominante nell'ambiente, ad esempio secondo la tipica direzione del vento o della corrente. Per riassumere, questa configurazione di ancoraggio consente il controllo della posizione, della direzione e della rotazione del dispositivo. Come conseguenza di un sistema a più linee, la ridondanza della struttura aumenta notevolmente, ridistribuendo i carichi applicati su più linee e consentendo di conseguenza una riduzione delle dimensioni di ciascun cavo ed ancora.

Esistono due configurazioni principali per le linee di ancoraggio, le quali possono essere usate sia nel caso di ancoraggio a punto singolo che multiplo: linee di ancoraggio tese (Figura 43 a, b) e catenaria/allentata (Figura 43 c, d), a seconda che la linea sia tesa o rilassata.

Un **ancoraggio teso** è composto da funi metalliche o sintetiche, normalmente altamente pretensionate. Le linee di ancoraggio arrivano al fondale con un certo angolo di inclinazione, quindi i carichi sull'ancora sono sia orizzontali che verticali. Poiché i sistemi a linea tesa sono generalmente piuttosto rigidi, sia in direzione orizzontale che verticale, possono limitare notevolmente i movimenti del dispositivo e quindi essere utilizzati per ridurre al minimo la sua escursione. L'assenza di contatto tra linea e fondale ha ulteriori vantaggi: la linea di ancoraggio non danneggia il fondale e il fondale non danneggia la linea, favorendo rispettivamente una riduzione dell'impatto ambientale e di manutenzione della linea. Rispetto a una configurazione a catenaria, un

sistema di ancoraggio teso occupa solitamente un'area di impronta minore sul fondale e riduce l'escursione del dispositivo.

In un **ancoraggio a catenaria**, la/e linea/e si avvicinano al fondale orizzontalmente prima di raggiungere l'ancora: questo assicura che le forze sull'ancora siano orizzontali. Il peso della linea stessa fornisce gran parte della forza necessaria per il mantenimento della posizione. Il sistema può consentire una certa libertà di movimento a differenza di un sistema di ancoraggio teso.

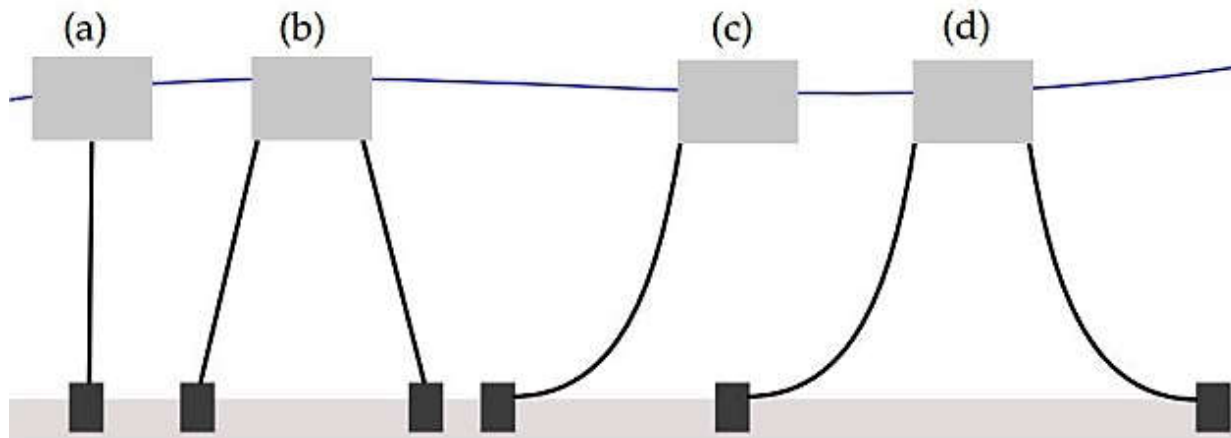


Figura 43: Alcune possibili configurazioni della linea di ancoraggio: (a) Taut; (b) Taut spread; (c) Catenaria (d) Multi-catenaria (da J. Davidson e J. Ringwood "Mathematical modeling of mooring systems for Wave Energy Converters-A review", 2017).

La scelta tra linea di ancoraggio tesa e catenaria dipende principalmente dalle esigenze della struttura galleggiante. Gli ancoraggi tesi consentono un mantenimento della posizione estremamente accurato, infatti la massima escursione consentita coincide con la capacità di allungamento delle linee di ancoraggio. Mentre la configurazione di ancoraggio a catenaria è particolarmente adatta in caso di condizioni ambientali estreme, in quanto consente una riduzione dei possibili danni alla struttura galleggiante.

Sono possibili molte altre configurazioni di ancoraggio, ad esempio configurazioni di tipo S o onda tramite l'inclusione di boe intermedie e piombi nelle linee di ancoraggio (Figura 44 e, f, g).

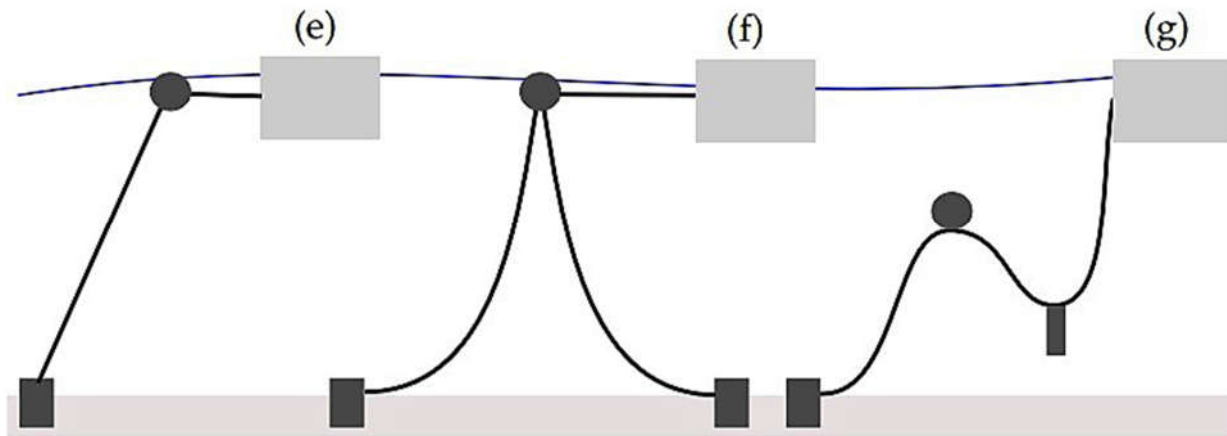


Figura 44: Altre possibili configurazioni della linea di ancoraggio: (e) SALM; (f) CALM; (g) Lazy-S (da J. Davidson e J. Ringwood "Mathematical modeling of mooring systems for Wave Energy Converters-A review", 2017).

4.2 Ancora

Le turbine in grado di sfruttare le correnti sono generalmente strutture sommerse, e quindi rappresentano un'alternativa particolarmente interessante in luoghi in cui l'aspetto estetico, il rischio di uragani e la navigazione sono un limite. Per ottenere la massima efficienza, queste turbine necessitano di un'adeguata fondazione; in caso contrario, potrebbero verificarsi spostamenti, con conseguenti malfunzionamenti o addirittura la perdita del dispositivo. È importante fare una scelta ragionata della fondazione, poiché rappresenta il 10–26% del costo totale di un progetto.

Una turbina per corrente oceanica può essere un dispositivo fisso o galleggiante. Un dispositivo fisso è una struttura rigida o semirigida, che non si muove dal luogo di installazione ed adatto a profondità comprese tra 20 e 60 m. L'installazione di questo tipo di fondazione può essere costosa e la sua manutenzione potrebbe esserlo ancora di più. Ecco che allora sono stati sviluppati dei dispositivi galleggianti, costituiti da una turbina che viene fissata ad un'ancora mediante catene, wire o rope. Il principale vantaggio dei sistemi galleggianti è che possono essere installati a profondità superiori a 60 m. Le ancore utilizzate per questi dispositivi sono fluke, pile, a peso morto (DWA), e plate structures (Figura 45).

- a) Le **ancore Fluke (o drag embedded)** vengono installate tirando la linea di ancoraggio e trascinandola lungo il fondo del mare. Alla fine, l'ancora penetrerà nel fondale marino, rimanendo lì incastrata.
- b) I pali (**PA**) possono essere installate battendo il palo nel terreno, oppure trivellando il fondale e successivamente gettando il palo in opera, a seconda della natura del fondale marino.
- c) Le **ancore a peso morto (DWA)** sono semplicemente posizionate sul fondo del mare e tengono il dispositivo in posizione grazie al loro peso e all'attrito con il fondale.
- d) Le **plate anchor** possono essere installate utilizzando vari metodi: tutti richiedono l'uso di un'asta o un tubo di metallo per spingere l'ancora alla profondità desiderata sotto il fondo del mare, disponendola nella posizione finale.

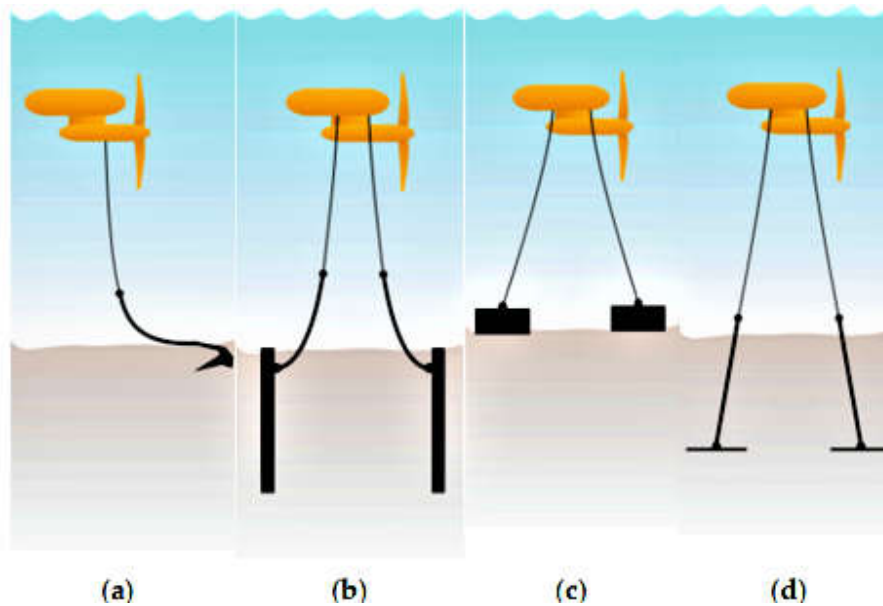


Figura 45: Tipi di fondazioni per l'ancoraggio di turbine a corrente oceanica: (a) Fluke, (b) Pile, (c) Deadweight, (d) Plate

Gli aspetti più rilevanti da considerare nella scelta del tipo di ancora sono:

- Profondità;
- Tipo di fondale;
- Complessità dell'installazione;
- Caratteristiche della turbina;
- Trasporto dei componenti del sistema.

Le proprietà del suolo sono l'elemento più importante da considerare.

L'installazione di ancore Fluke e Plate sarebbe molto complicata, addirittura impraticabile, su un fondale roccioso infatti le ancore più adatte al tipo di terreno nello Stretto di Messina, che è roccia debole, sono le ancore a peso morto (DWA) e i pali (PA).

La **roccia debole** ha spesso un comportamento meccanico complesso, intermedio tra il suolo e le rocce dure, per lo più disomogeneo e anisotropo, a causa della presenza di difetti o discontinuità preesistenti. Ciò significa che è necessaria una procedura di progettazione specifica, che tenga conto delle sue proprietà geotecniche. Il comportamento della roccia debole è legato alla sua struttura secondaria, cioè alla dimensione delle fessure riempite di terreno e alla sua resistenza alla compressione. Pertanto, la posa di fondazioni su roccia debole può comportare maggiori spostamenti e deformazioni; sono necessarie specifiche procedure di calcolo.

Vediamo più in dettaglio i due tipi di ancora che risultano essere più adatti ad un fondale in roccia debole.

4.2.1 Pali (pile anchor PA)

Le ancore a pali sono composte da tubi cavi che vengono trivellati o battuti nel fondale e possono essere anche gettate direttamente in opera. Rispetto ad altri tipi di fondazioni, le fondazioni su pali hanno un'importante capacità di carico assiale e laterale, infatti sono in grado di trasmettere elevati carichi assiali attraverso gli strati di sedimenti superficiali più morbidi fino agli strati di terreno o roccia più resistenti.

Le fondazioni su pali richiedono attrezzature di installazione altamente specializzate e sono solitamente installate in terreni argillosi e sabbiosi, a causa della difficoltà di perforazione della roccia.

Le fondazioni su pali possono comunque essere installate su fondali marini duri (roccia e corallo): la tecnica prevede prima la trivellazione del fondale e successivamente l'ancora viene gettata in opera, ma ciò richiede competenze e attrezzature di installazione più specializzate, che comportano costi di installazione elevati. I costi aumentano ulteriormente all'aumentare della profondità del sito di installazione e in luoghi particolarmente esposti dove sono necessarie imbarcazioni per l'installazione e attrezzature più specializzate.

Inoltre, i dati richiesti, relativi al sito di installazione, dovranno essere molti di più e di migliore qualità rispetto a quelli richiesti per altri tipi di ancora, in particolare le proprietà del suolo dovranno essere molto accurate.

Ancora a pali metallici battuti

I pali utilizzati nell'industria offshore sono spesso tubi metallici aperti sul fondo. I diametri di questi tubi variano solitamente da 0,76 m (30") a 2,14 m (84"). Il rapporto B/e , tra il diametro del palo B e lo spessore del tubo e , è compreso tra 20 e 60, essendo 20 il limite di curvatura raggiungibile, e 60 il limite oltre il quale i problemi di ovalizzazione possono diventare critici.

I pali vengono infissi nel terreno con metodi ad urto o a vibrazione e il loro impiego è particolarmente adeguato per terreni soffici (sabbie, argille, limi) o per rocce tenere (marne, calcareniti, gessi...). Quando strati di terreno soffice si sovrappongono ad uno strato più duro, viene solitamente realizzato un palo ibrido (Figura 46):

- infissione di un tubo negli strati di terreno più soffici fino a raggiungere la sommità dello strato roccioso sottostante (palo principale);
- rimozione del tappo e trivellazione di un foro nella roccia;

- inserimento di un tubo di diametro inferiore (palo “ad inserto”) e riempimento con la malta dell'annulus tra il terreno e la roccia e tra il palo di inserto e il palo principale, o realizzazione di un palo in cemento armato.

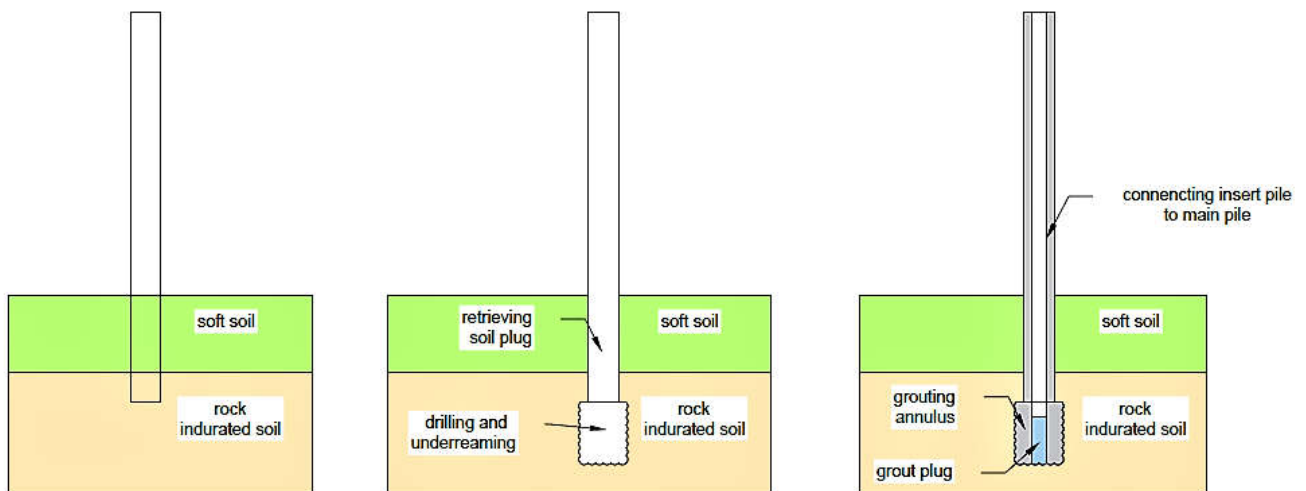


Figura 46: Schema per la realizzazione di un palo ibrido



Figura 47: Operazione di infissione di pali offshore

Ancora a pali trivellati

I metodi di realizzazione di pali trivellati, comunemente usati onshore, possono essere adattati all'offshore. Vediamo i due metodi più comuni per installare un palo offshore.

I passaggi necessari per installare un palo tubolare trivellato di diametro nominale B sono i seguenti (Figura 48):

- realizzazione di un foro di diametro « $B + 2a$ » con a = spessore dell'annulus;
- inserimento nel foro di un tubo metallico cavo di diametro esterno B , tenuto in posizione mediante centratori;
- riempimento dell'annulus con iniezione diretta per gravità di una malta cementizia, per garantire il trasferimento delle forze alla struttura;

Mentre i passaggi necessari per installare un palo trivellato gettato in opera, di diametro nominale B e rinforzato tramite l'inserimento di una camicia di acciaio sono i seguenti (Figura 48):

- installazione di un tubo guida di diametro $> B$ per garantire il trasferimento delle forze alla struttura;
- realizzazione di un foro di diametro B , con eventuale impiego di fluido per la perforazione;
- realizzazione di un palo composito in calcestruzzo rinforzato con una camicia di acciaio.

La trivellazione offshore viene presa in considerazione solo quando si incontrano terreni o rocce molto duri.

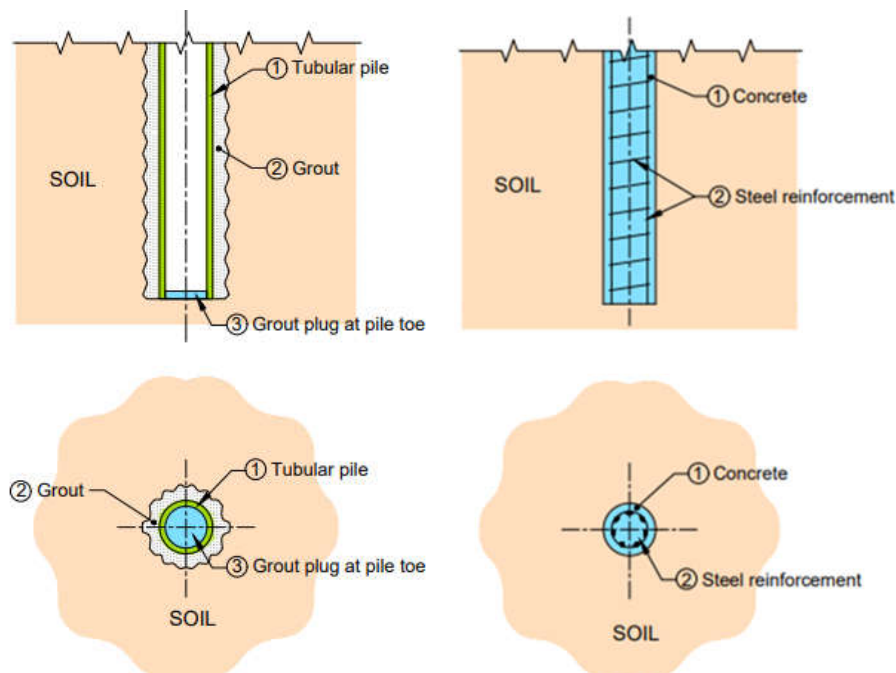


Figura 48: Palo tubolare trivellato (a sinistra) e palo trivellato gettato in opera (a destra)

4.2.2 Ancora a peso morto (dead weight anchor DWA)

L'ancora a peso morto è l'ancora più semplice. Un ancora a peso morto (DWA) è realizzata in calcestruzzo, senza/con rinforzo in acciaio, e deve avere il peso necessario per sopportare le condizioni ambientali e l'azione della turbina: è costituita da un oggetto pesante posto sul fondo del mare in grado di sopportare carichi orizzontali e/o verticali. La capacità di tenuta dell'ancora deriva principalmente dal peso dell'ancora stessa e in parte dall'attrito tra l'ancora ed il fondale.

I vantaggi di questo tipo di ancora sono che non richiede perforazione, anzi su un fondale molto duro potrebbe rappresentare l'unica possibilità di ancoraggio ragionevole, poiché sono l'unico tipo di sistema di ancoraggio che non richiede necessariamente molta penetrazione nel suolo per funzionare correttamente. Inoltre, possono essere costruite con materiali comuni ed essere facilmente recuperate dal sito di installazione. Le ancore a peso morto vengono spesso utilizzate perché sono economiche.

D'altra parte, le ancore a peso morto possono richiedere capacità di sollevamento elevate per l'installazione e sono considerate una scelta sbagliata nel caso di fondali in pendenza, poiché movimenti discendenti lungo il fondo marino sarebbero altamente probabili. Ecco perché la procedura di progettazione per le ancore a peso morto considera l'aggiunta delle cosiddette chiavi di taglio, che aumentano la capacità di tenuta laterale dell'ancora inducendo la rottura nel terreno e non all'interfaccia tra fondale e ancora, aumentando le prestazioni dell'ancora stessa. Il numero e le dimensioni delle chiavi di taglio da aggiungere al cassone dipendono principalmente dall'area di base della fondazione e dal tipo di terreno che compone il fondale. Per i terreni coesivi è necessario un numero maggiore di chiavi, mentre per i terreni non coesivi questo numero si riduce drasticamente. Inoltre, la presenza dell'ancora sul fondale determina una riduzione della profondità utile, rappresentando in alcuni casi un'ostruzione indesiderabile.

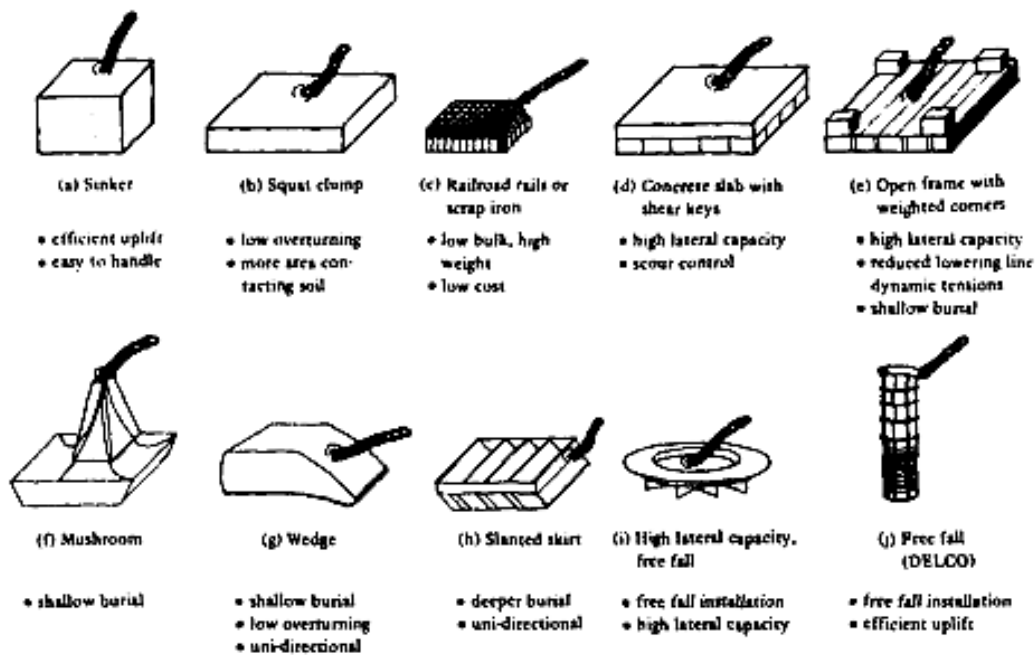


Figura 49: Alcune possibili varianti per la progettazione di un'ancora deadweight (da R. J. Taylor "Interaction of anchors with soil and anchor design", 1982).

Secondo le norme per le classi di esposizione del calcestruzzo UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006, dovrebbe essere utilizzato calcestruzzo di classe XS2. Le principali caratteristiche di questo tipo di calcestruzzo sono riportate nella tabella seguente:

Classe di esposizione UNI 11104 UNI EN 206 -1	Condizioni ambientali	Massimo rapporto a/c	Classe di resistenza massima
XS2	Sommerso	0.45	C 35/45

4.3 Linee di ancoraggio

La scelta della linea di ancoraggio dipende da molti fattori. Il tipo di linea determinerà il funzionamento del sistema, poiché l'elasticità della linea varia notevolmente in base al materiale scelto. Vediamo le diverse opzioni: catena, wire o rope.

4.3.1 Catene

Le catene sono state per lungo tempo e sono in parte ancora oggi la tipologia di linee di ancoraggio più diffuse, una tale storia di sperimentazione ha permesso di ridurre i fattori di sicurezza, normalmente elevati per i materiali con meno esperienza, e di conseguenza ridurre anche i costi.

Le catene sono comunemente realizzate in acciaio di diversi gradi, tra cui R3, R3S, R4, R4S e R5 adibiti alle catene per uso offshore, da selezionare in base alle caratteristiche di carico che dovranno sopportare. Le catene sono relativamente pesanti.

Una catena può avere due tipi di maglie, ovvero maglia senza traversino (studless link chain) e maglia con traversino (studded link chain) (Figura 50).

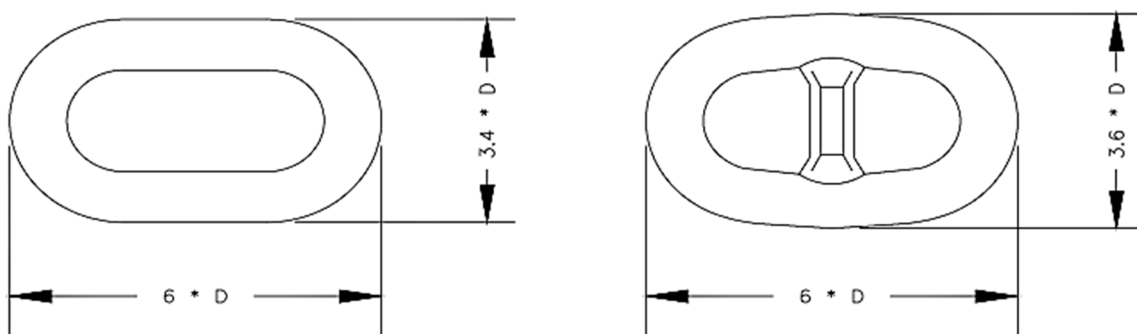


Figura 50: Catena a maglia senza traversino (a sinistra) e catena a maglia con traversino (a destra)

Le **catene a maglia senza traversino** evitano i problemi relativi a perni allentati o mancanti e consentono così di ridurre i costi di manutenzione ed al contempo anche di ridurre il peso della linea stessa fino a circa il 10%. Tuttavia, la durata a fatica può essere paragonabile alla metà di quella di una catena con maglia con traversino.

Le **catene a maglia con travesino** sono preferibili in termini di maneggevolezza e si ritiene che siano più affidabili rispetto alle catene a maglia senza traversino; tuttavia, la durata a fatica può diminuire in modo significativo in presenza di perni allentati o rotti. I perni richiedono un'ispezione aggiuntiva della connessione o della saldatura.

I requisiti tecnici e le linee guida per la progettazione, i materiali, la produzione e il collaudo delle catene di ancoraggio sono forniti da DNV-OS-E302, (Det Norske Veritas, 2008). Il forte effetto di rigidità catenaria, la bassa elasticità e l'alto carico di rottura rendono questa linea di ancoraggio adatta al lungo termine.

Una catena d'acciaio in un ambiente marino sarà soggetta a corrosione, quindi dovrebbero essere prese adeguate misure preventive, sia con metodi anticorrosivi attivi che passivi e saranno necessarie anche ispezioni e manutenzioni periodiche per mantenerla pulita dalla biomassa, che può aumentare il peso per unità e danneggiare la catena per eccessiva abrasione. Inoltre, l'uso della catena in una costruzione di ancoraggio a catenaria comporterà una grande quantità di sfregamento e abrasione, in particolare nella zona di thrash.

La scelta della lunghezza della catena è una decisione importante per garantire che svolga la sua funzione al meglio. La lunghezza e la dimensione della catena dipenderanno dalle dimensioni del carico che dovrà sopportare, che include le forze di marea e delle onde e il peso della struttura galleggiante da ancorare, e dalla natura del fondale marino. La lunghezza della catena dipenderà anche dalla profondità e dalla marea che caratterizzano il sito di installazione, la lunghezza varia in genere tra 3 e 7 volte la profondità dell'acqua.

Quindi in acque poco profonde (fino a 100 m) la catena è la tipologia più comune di linea d'ancoraggio, mentre in acque profonde non è applicabile a causa dell'elevato carico verticale.



Figura 51: Catene

Quando una catena flessibile è appesa in modo lasco tra due punti fissi, pende a causa del proprio peso a formare una curva che potrebbe sembrare una parabola, ma in realtà non lo è. Si tratta di una curva diversa chiamata “catenaria” (Figura 52), la cui forma è riconducibile a quella della funzione coseno iperbolico.

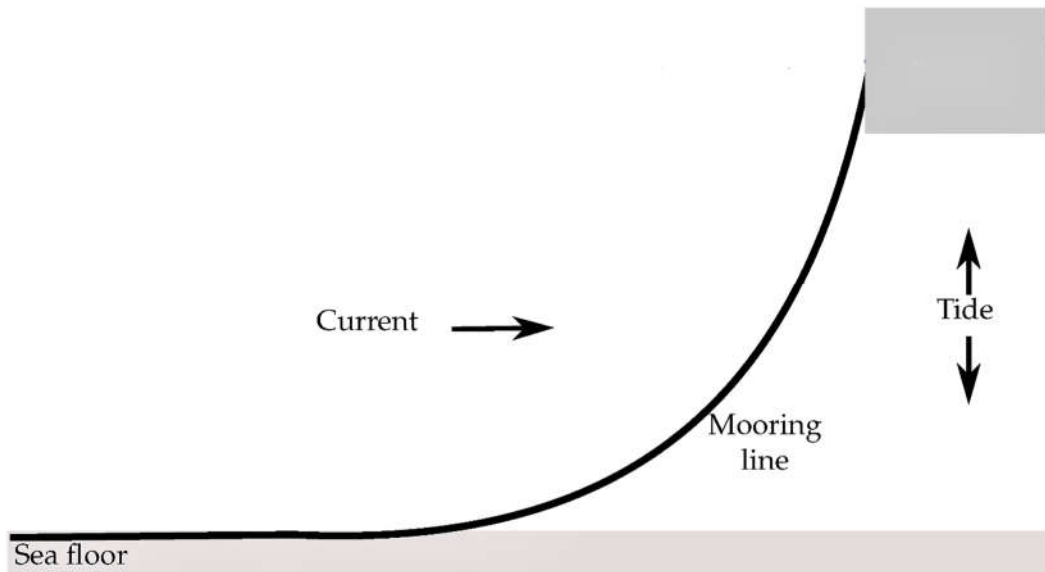


Figura 52: Schema di ancoraggio a catenaria

Le equazioni per questa curva sono le seguenti:

$$\frac{z}{c} = \cosh\left(\frac{x}{c}\right) - 1$$

$$\frac{s}{c} = \sinh\left(\frac{x}{c}\right)$$

$$c = \frac{F_h}{w}$$

Dove:

- z = coordinata verticale [m]
- s = coordinata della linea [m]
- x = coordinata orizzontale [m]
- F_h = forza orizzontale costante [N]
- w = peso per unità di lunghezza [N/m]

Per calcolare il costo della catena di ancoraggio sono state proposte in letteratura una serie di equazioni, come quella proposta da P. Beiter et al. (2016). Questa equazione può essere utilizzata per calcolare il costo di una linea di ancoraggio a catena:

$$\text{costo catena} = (0.0591 * MBL - 87.6) * L$$

Dove MBL (carico di rottura minimo) è espresso in [kN], la lunghezza (L) in [m] e il costo catena in USD.

4.3.2 Funi metalliche (wire ropes)

Le funi metalliche sono disponibili in diverse composizioni per soddisfare una moltitudine di applicazioni e quindi resistere a diverse condizioni di carico, abrasione, flessione, schiacciamento e corrosione.

Le funi metalliche sono più leggere ed hanno una maggiore elasticità ed un minore effetto catenaria rispetto alle catene. Ciò rende le funi metalliche una migliore scelta in situazioni con profondità più elevate.

I requisiti tecnici e le linee guida per la progettazione, i materiali, la produzione ed il collaudo delle funi metalliche per ancoraggio sono forniti da DNV-OS-E304, (Det Norske Veritas, 2008). I due fattori che regolano la scelta di una fune metallica sono: resistenza e flessione richieste.

Le funi metalliche vengono identificate principalmente sulla base della loro struttura, più specificamente del numero di trefoli nella fune e del numero di fili in ciascun trefolo. Le funi a struttura intrecciata includono un numero di trefoli avvolti nella stessa direzione attorno ad un'anima centrale. Una tale struttura genera una certa torsione, che aumenta all'aumentare della tensione. Ecco che allora esistono anche funi metalliche a struttura a spirale a torsione bilanciata (trefolo a spirale), le quali non generano una torsione significativa in risposta alla variazione di tensione, perché realizzate da strati di fili (o fasci di fili) avvolti in direzioni opposte ad ottenere la caratteristica di torsione bilanciata desiderata.

Le funi metalliche presentano tipicamente una delle seguenti tipologie di strutture: funi spiroidali, funi a sei trefoli e funi a trefoli multipli.

- Fune spiroidale (Figura 53a): è il tipo di fune più semplice da produrre ed è costituita da strati elicoidali concentrici di fili. Gli strati esterni di una fune spiroidale hanno generalmente fili dello stesso diametro, disposti in sensi elicoidali opposti e con un angolo di elica uguale o simile. La superficie esterna è cilindrica, in modo da facilitarne la copertura mediante rivestimento polimerico, necessario a fornire una protezione a lungo termine. Inoltre, le funi spiroidali offrono un'elevata resistenza e rigidità (Chaplin 1998).
- Fune a sei trefoli (Figura 53b): si tratta di un tipo di fune metallica ampiamente utilizzato, in particolare per installazioni offshore, come componente nei sistemi di ancoraggio. Sei o otto trefoli sono avvolti attorno ad un'anima, che può essere in metallo o in fibra sintetica, a formare così la fune. Per un dato carico di rottura, la fune metallica a sei trefoli tende ad essere la più economica di tutte. Nonostante ciò, poiché lo strato esterno non è cilindrico, non è possibile ricoprirlo con una guaina polimerica, per cui queste funi non sono

generalmente selezionate per esposizioni a lungo termine all'acqua di mare. Questa fune ha anche una buona resistenza ai carichi di torsione (Chaplin 1998).

- Fune multi trefolo (Figura 53c): questi tipi di fune sono costituite da due o più strati di trefoli, che a volte vengono compattati per migliorare il profilo esterno della fune stessa e le sollecitazioni di contatto trefolo-trefolo. Queste funi sono comunemente utilizzate in mare aperto per applicazioni che richiedono una buona flessibilità a flessione ed elevata resistenza alla tensione e alla torsione. Tali funi hanno fili esterni più piccoli rispetto ad altre funi di resistenza comparabile, quindi tendono ad avere una resistenza alla corrosione inferiore. Inoltre, poiché l'area di contatto tra i trefoli di strati diversi è molto maggiore rispetto ad altre funi, i danni da fatica tendono a svilupparsi all'interno senza alcun segno visibile esternamente, portando ad una perdita di resistenza imprevista e di conseguenza al cedimento dell'ancoraggio. Le funi multi trefolo sono più costose delle tradizionali funi a sei trefoli di resistenza simile (Chaplin 1998).

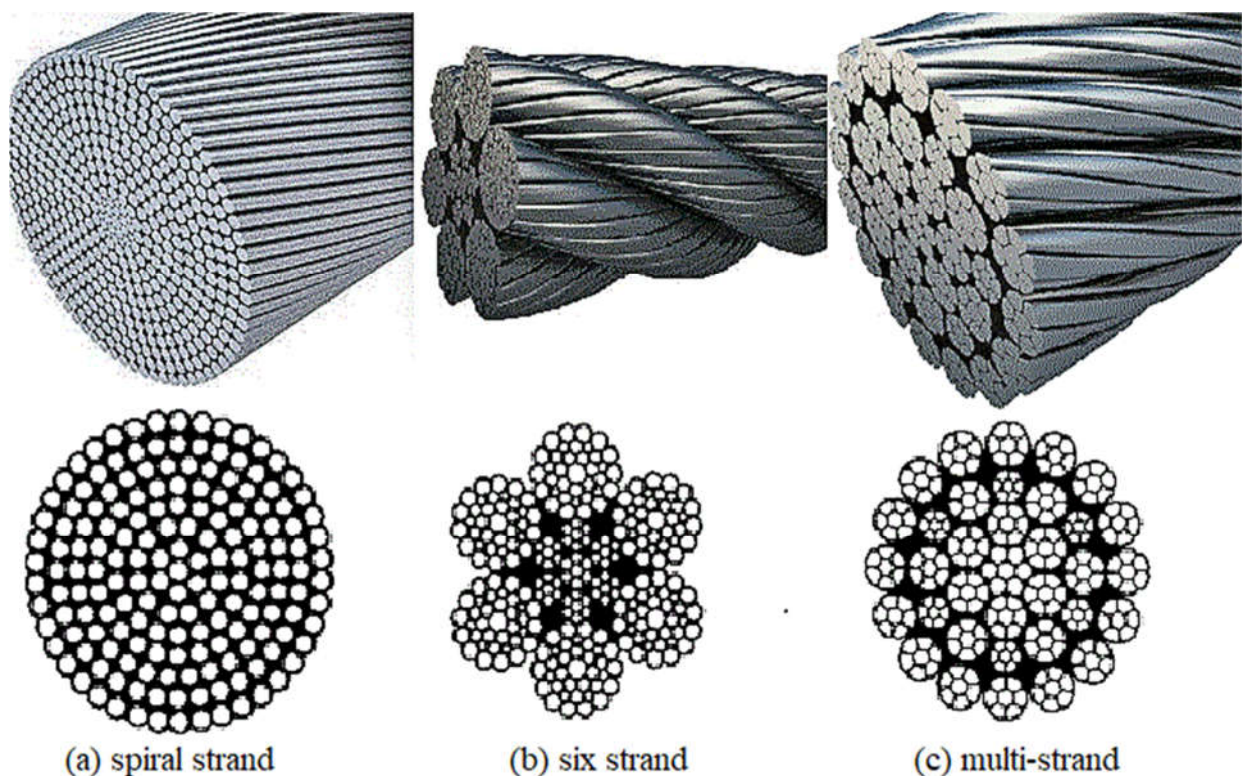


Figura 53: Diversi tipi di wire rope: (a) Fune spiroidale, (b) Fune a sei trefoli, (c) Fune multitrefolo (da C.R. Chaplin, "Torsional failure of a wire rope mooring line during installation in deep water", 2001).

Per riassumere, nelle funi multi trefolo i trefoli sono avvolti attorno al nucleo nella stessa direzione, mentre nelle funi spiroidali i fili sono avvolti attorno al nucleo in direzioni opposte. Le funi multi trefolo sono più economiche delle funi spiroidali e hanno una maggiore elasticità, tuttavia sono più suscettibili alla corrosione. Le funi spiroidali hanno generalmente una maggiore resistenza ed anche

resistenza a fatica; inoltre, uno dei vantaggi delle funi spiroidali è che non generano forze di torsione all'aumentare dei carichi, come nel caso delle funi multi trefolo, e quindi sono preferibili in caso di ancoraggio permanente. Le funi possono essere ricoperte con una guaina in modo da prevenire la corrosione dei trefoli. Trefoli in zinco di diametro più piccolo inseriti tra i trefoli di acciaio possono essere utilizzati per limitare ulteriormente i danni che la corrosione determina sulla resistenza.

Le modalità di rottura possibili più frequenti per le funi metalliche sono:

- eccessiva abrasione tra cavi e fondale;
- corrosione per mancanza di lubrificazione o danni meccanici;
- corrosione catodica per mancanza di adeguate misure preventive passive o attive;
- flessione estrema per mancanza di un'adeguata flessibilità.

Per dare un'idea del possibile costo per la progettazione di un sistema di ancoraggio con funi metalliche, è stata proposta una formulazione da Sam Sangsoo Ryu et al in “Mooring cost sensitivity study based on cost-optimum mooring design”. La formula per il costo è:

$$\text{costo fune metallica} = 0.03415 * d^2 * L$$

Dove d è il diametro espresso in [mm], L è la lunghezza della fune metallica espressa in [m], ed il costo è espresso in USD.

4.3.3 Corde in fibra sintetica (synthetic ropes)

La diffusione di corde sintetiche nel settore marittimo risale a tempi relativamente recenti, e di conseguenza la poca sperimentazione di queste corde in opera si traduce nell'applicazione di un elevato fattore di sicurezza.

Le corde in fibra sintetica hanno visto un utilizzo significativo negli ancoraggi in acque profonde, dove i sistemi di ancoraggio tradizionali, che utilizzano funi metalliche o catene in acciaio, sono significativamente più difficili e costosi da installare.

Le corde sintetiche sono linee di ancoraggio più leggere e il loro peso in acqua è intorno allo zero, consentendo loro di essere vicino al galleggiamento o galleggiare. Possono offrire proprietà di allungamento superiori rispetto a quelle di catene e funi metalliche. Una delle principali differenze rispetto alle catene e alle funi metalliche è che le corde in fibra sono caratterizzate da una rigidità non lineare. Le proprietà di peso ed elasticità le rendono più comuni per l'ancoraggio in acque molto profonde.

Le corde sintetiche hanno resistenza all'abrasione relativamente scarsa rispetto alle catene o alle funi d'acciaio e quindi non devono essere utilizzate in situazioni in cui possono entrare in contatto con il fondale marino, perciò sono adatte per applicazioni con linee tese.

Le porzioni in corda sintetica sono normalmente protette da un rivestimento esterno, che presenta un'adeguata resistenza all'idrolisi, alla corrosione chimica, ai fenomeni di creep, morsi di pesce, attrito e taglio, con una buona resistenza alle temperature minime di esposizione in modo da soddisfare tutti i requisiti necessari per proteggere l'anima della fune.

Come detto, le corde sintetiche presentano numerosi vantaggi rispetto alle funi metalliche e alle catene, sia nei sistemi di ancoraggio in acque profonde grazie al risparmio di peso, sia in quelli in acque basse dove una buona capacità di adattamento del sistema è importante per il controllo dei carichi dinamici. I motivi per la scelta di una soluzione di corda sintetica possono includere fattori quali:

- elevato rapporto resistenza/peso;
- buoyancy quasi neutra;
- elevata elasticità;
- resistenza alla corrosione.

D'altra parte, il costo di una corda in fibra sintetica è relativamente alto.

Esistono diversi materiali che possono essere utilizzati per le linee di ancoraggio; ognuno ha delle proprietà diverse da considerare nella scelta della linea più adatta per il sistema di ancoraggio. I materiali più comunemente usati includono:

- Poliestere (polietilentereftalato): il poliestere è il più durevole tra i materiali con alta resistenza. Ha un basso coefficiente di attrito, un punto di fusione relativamente alto, una buona resistenza all'abrasione e non perde forza rapidamente se sottoposto a carico ciclico;
- Aramide (poliammide aromatica): le fibre aramidiche hanno tipicamente un'elevata resistenza e un basso allungamento. L'aramide non si spezza e non si scioglie ad alte temperature, ma annerisce. È suscettibile alla compressione assiale, ma ha un'ottima resistenza a fatica;
- HMPE (polietilene ad alto modulo): il polietilene ad alto modulo è una fibra con un elevato rapporto resistenza/peso e basse elasticità e coefficiente d'attrito. Le fibre HMPE hanno un'ottima resistenza alla fatica, alla compressione assiale ed all'abrasione, ma una limitata resistenza alla temperatura.
- Nylon (poliammide): la corda in poliammide perde circa il dieci per cento della sua resistenza quando è bagnata. Tra i materiali usati regolarmente è quello con la più alta elasticità ed inoltre ha anche una buona resistenza alla temperatura e all'abrasione.

Alcune delle tipologie di corde sintetiche più diffuse sono elencate in Figura 54 (Det Norske Veritas, 2010).

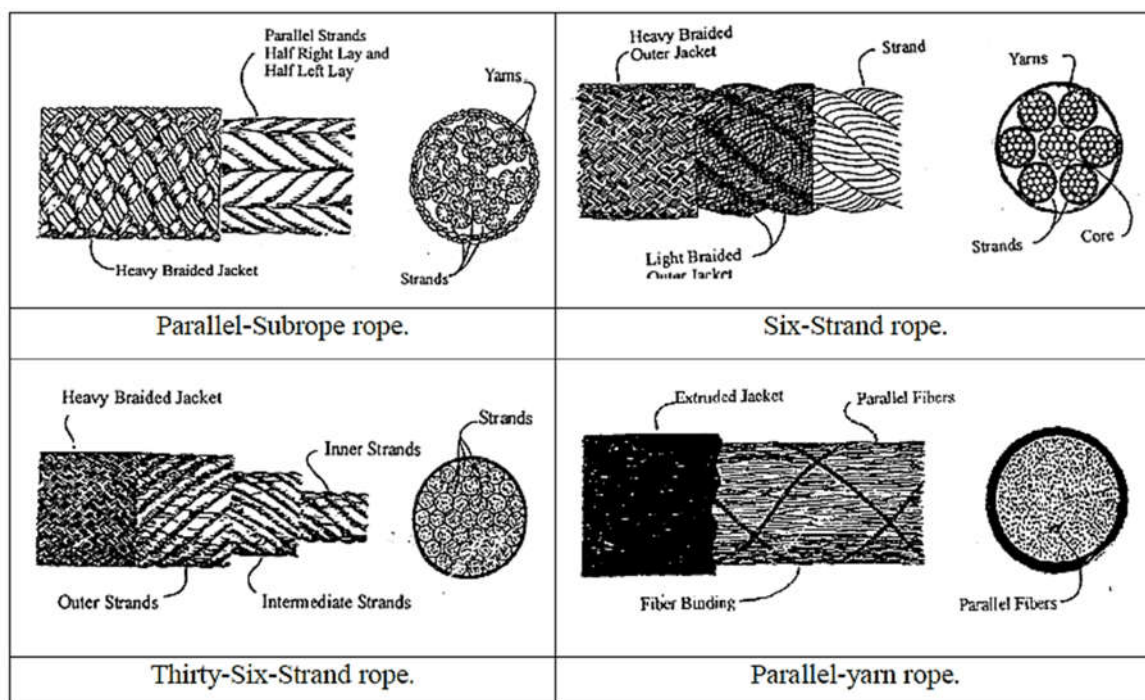


Figura 54: Diversi tipi di synthetic rope

Capitolo V

SISTEMA DI ANCORAGGIO PROPOSTO PER GEMSTAR

Questo capitolo presenta le diverse componenti del sistema di ancoraggio progettato per GEMSTAR, in particolare configurazione e ancora. Verranno presentati nel dettaglio i calcoli e le considerazioni che hanno condotto alla soluzione innovativa progettata.

5.1 Requisiti sistema ancoraggio

Per il sistema di ancoraggio del dispositivo GEMSTAR sono state prese in considerazione diverse possibili soluzioni. La soluzione ideale prevede un sistema di ancoraggio che soddisfi diversi requisiti per far fronte alle condizioni di carico e ambientali in cui il dispositivo si troverà a lavorare, quali:

- tutti i componenti devono avere resistenza e durabilità adeguate per la vita utile. È quindi necessario utilizzare materiali adatti a lavorare in un ambiente aggressivo come quello marino, in modo da contenere il più possibile la corrosione;
- adatto all'installazione su fondale marino in roccia debole;
- in grado di essere installato ad elevate profondità (35 m) e sopportare l'elevata pressione che ne consegue;
- facilità di monitoraggio e manutenzione;
- economico;
- ridurre al minimo l'impatto ambientale sul fondale marino, sulla flora e fauna autoctone;
- non deve compromettere la prestazione del dispositivo GEMSTAR, interferendo con il movimento del dispositivo stesso;
- occupare il minor spazio possibile sul fondale, in modo da consentire l'installazione di più dispositivi l'uno vicino all'altro;
- un certo grado di ridondanza per ciascun dispositivo è altamente consigliato.

La configurazione con un'unica linea tesa di ancoraggio rappresenterebbe la soluzione più semplice, ma al contempo presenta alcuni inconvenienti: un'ampia impronta operativa, quindi notevole ingombro, e l'assenza di ridondanza. Ecco che allora è stata presa in considerazione una configurazione ad ancoraggio multiplo costituito da due linee tese, la quale consente appunto di ridurre l'impronta operativa ed avere un certo grado di ridondanza e quindi sicurezza.

Riguardo l'ancora sono state prese in considerazione le sole due tipologie di ancora che risultano essere più adatte all'installazione su un fondale in roccia debole: ancora a peso morto e pali. Nei capitoli a seguire verrà presentata una soluzione di ancoraggio innovativa, che sfrutta un'ancora a

peso morto, in quanto la soluzione con pali risulterebbe eccessivamente costosa per l'installazione di un singolo dispositivo.

Riassumendo, le componenti principali del sistema di ancoraggio selezionate sono:

1. Configurazione: ancoraggio multiplo costituito da due linee tese;
2. Ancora: ancora a peso morto (DWA);
3. Tipo di linea: corda sintetica.

5.2 Configurazione e tensioni sui cavi

La soluzione scelta prevede due cavi di ancoraggio inferiori connessi ai rispettivi punti di ancoraggio sul fondale (B1 e B2) e convergenti in un unico punto di connessione (C). Un cavo superiore congiunge poi il punto di connessione (C) al dispositivo nel punto di attacco (A). L'angolo di inclinazione dei cavi inferiori rispetto al piano orizzontale è stato scelto pari a $\delta_i=40^\circ$.

Carichi agenti

In condizioni di **velocità di corrente nulla**, durante il cambio di direzione della corrente dovuto al comportamento di marea già discusso nei capitoli precedenti, le uniche forze a cui è sottoposto il dispositivo sono:

- **B** indica la forza di galleggiamento, fornito principalmente dal corpo galleggiante centrale e applicato nel centro di galleggiamento;
- **W** indica il peso complessivo del sistema GEMSTAR, applicato nel baricentro;
- **S1** e **S2** indicano la tensione a cui sono soggette le due linee di ancoraggio inferiori. Nel caso di velocità nulla i due cavi inferiori sono soggetti alla medesima tensione $S1=S2$.

Una rappresentazione schematica delle forze agenti sulla struttura in condizioni di velocità di corrente nulla è proposta nella Figura 55.

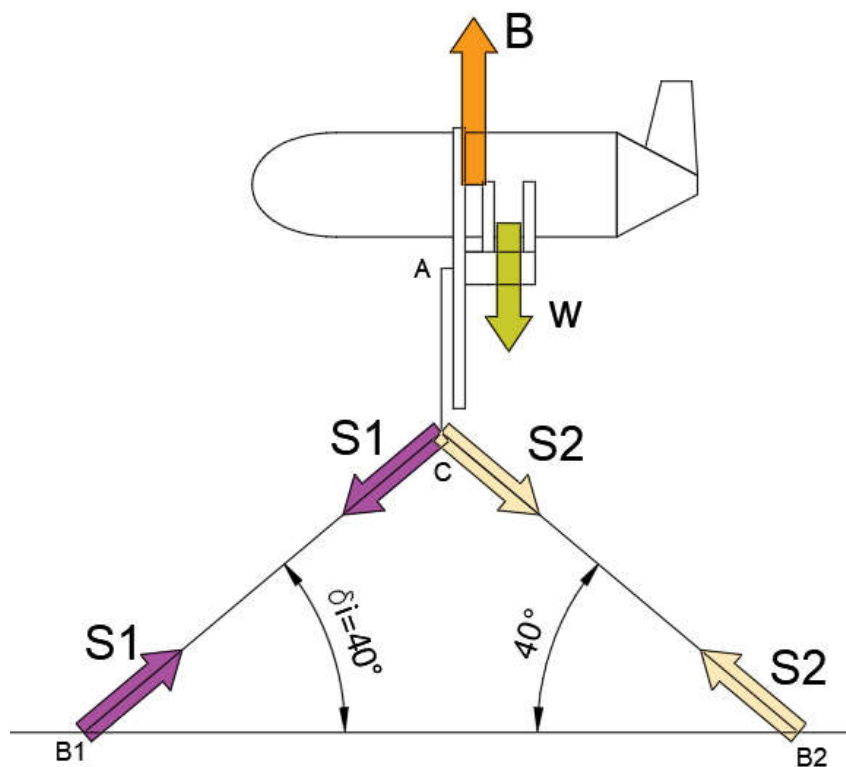


Figura 55: Rappresentazione schematica delle forze agenti sulla struttura in condizioni di velocità di corrente nulla

Tuttavia, per la maggior parte del tempo la condizione della **velocità di corrente non sarà nulla** e sarà quindi presente una ulteriore forza applicata alla struttura. Si tratta della spinta orizzontale sul sistema, **FH**, variabile con la velocità e valutata considerando i contributi della spinta delle turbine, T, e della resistenza della struttura, D, stimati in base ad analisi preliminari. Tale forza garantirà le condizioni di lavoro necessarie per la generazione di energia.

Durante il funzionamento i due cavi inferiori (B1C e B2C) sono in tensione, con tensioni in generale diverse tra loro. In uno dei cavi la tensione diminuisce al crescere della velocità (B2C, cavo che si troverà direttamente sotto il dispositivo), mentre sull'altro cavo (B1C) la tensione agente aumenta all'aumentare della velocità. Nelle condizioni di velocità tali per cui l'angolo di inclinazione del cavo superiore rispetto al piano orizzontale, δ_s , è minore dell'angolo di inclinazione dei cavi inferiori rispetto al piano orizzontale $\delta_i = 40^\circ$, allora il cavo inferiore direttamente al di sotto del GEMSTAR può considerarsi completamente privo di tensione, mentre l'unico cavo ancora attivo è allineato al cavo superiore ed il sistema si comporta in modo simile al caso del sistema con un unico punto di ancoraggio, con $\delta_i = \delta_s$. Riassumendo, le due possibili situazioni che possono verificarsi in base alle condizioni in cui il dispositivo si ritroverà a lavorare sono:

- se $\delta_s > \delta_i = 40^\circ$ allora entrambi i cavi sono in tensione e l'angolo δ_i rimane costante pari a 40° (Figura 56).
- se $\delta_s < \delta_i = 40^\circ$ allora solo uno dei due cavi è in tensione e l'angolo δ_i non è più fisso pari a 40° , ma può anche essere più piccolo (Figura 57).

Una rappresentazione schematica delle forze agenti sulla struttura in condizioni di velocità di corrente non nulla è proposta nella Figura 56. Le forze agenti sono le già nominate B, W, S1, S2 con l'aggiunta della forza orizzontale FH; da notare che in questo caso le tensioni sui due cavi inferiori S1 e S2, che indicano rispettivamente la tensione per il cavo più sollecitato e per il cavo meno sollecitato, sono diverse $S1 \neq S2$. Chiaramente questa condizione di stress cambia molte volte durante il giorno: quando la corrente scorre da sud verso nord, uno dei due cavi è soggetto a tensione maggiore, mentre, in seguito cambio di direzione della corrente, il medesimo cavo sarà soggetto a tensione minore.

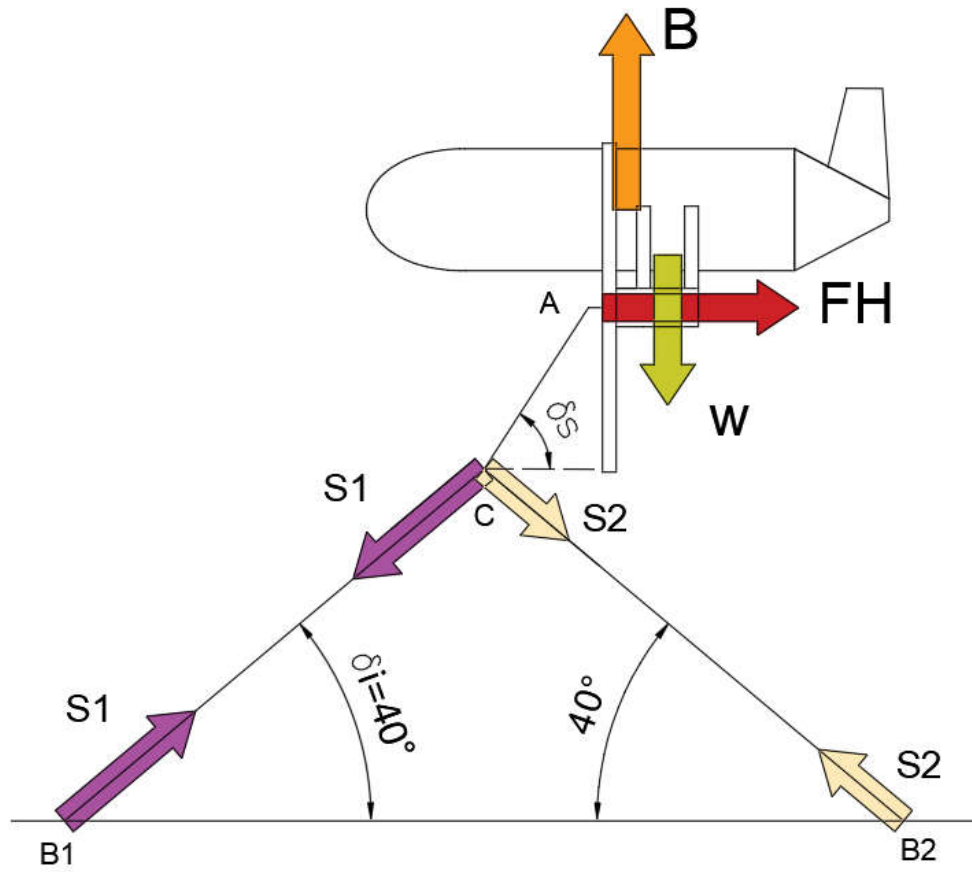


Figura 56: Rappresentazione schematica delle forze agenti sulla struttura in condizioni di velocità di corrente non nulla

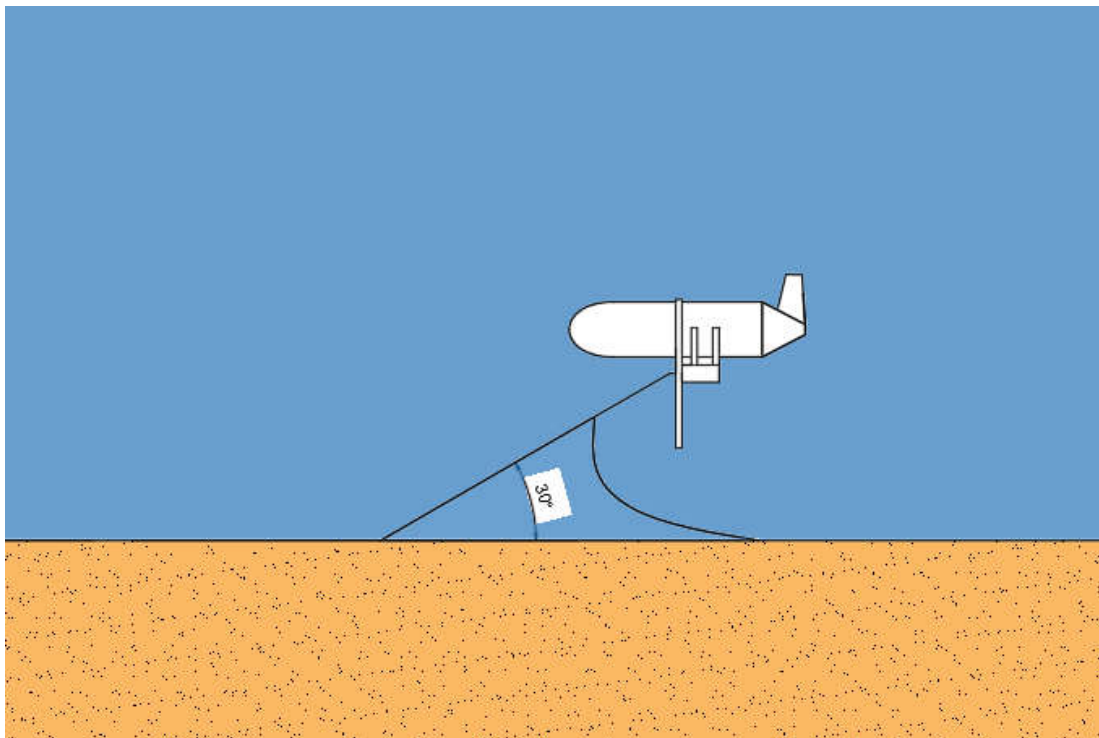


Figura 57: Caso in cui $\delta_s < \delta_i = 40^\circ$ allora solo uno dei due cavi è in tensione

Chiamiamo **B_{net}** la forza verticale di galleggiamento netto pari alla somma della forza di galleggiamento B e della forza peso del dispositivo W. Questa forza, come le sue due forze componenti, è un valore stazionario che non cambia al variare della condizione a cui il sistema è sottoposto dalla corrente marina, poiché dipende solo dai valori di progetto scelti al momento della progettazione del GEMSTAR.

$$B_{net} = B - W = 1100 \text{ kN}$$

La forza orizzontale FH, i cui valori sono stati forniti dalle analisi sperimentali svolte, aumenta in modo non lineare all'aumentare della velocità della corrente, fino ad un valore di 2 [m/s], per poi aumentare linearmente fino alla velocità massima di 3 [m/s], in cui il dispositivo entra in modalità provvisoria.

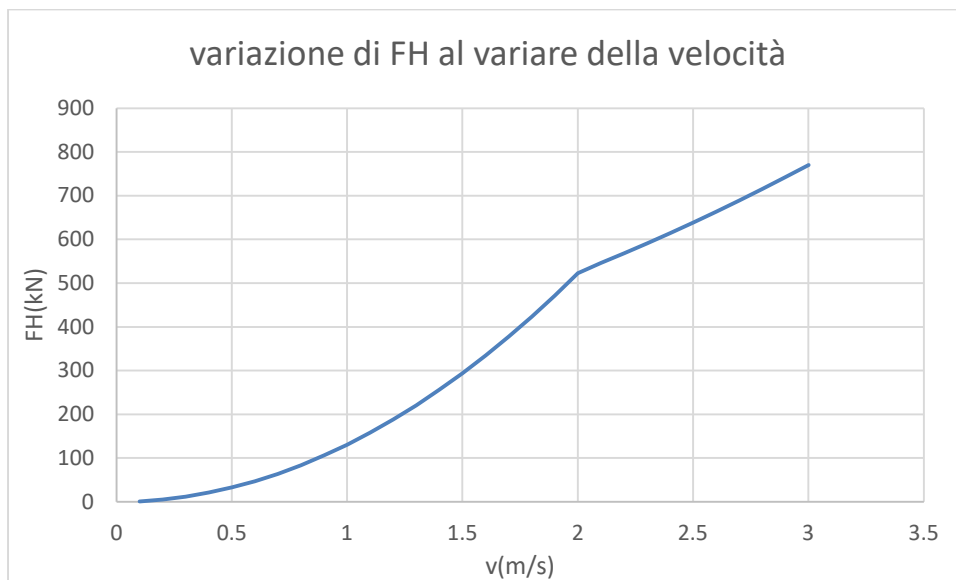


Figura 58: Grafico che rappresenta la variazione della forza FH al variare della velocità

Dalla combinazione di B_{net} e FH si ottiene la tensione risultante S agente sul cavo superiore e che successivamente si ripartirà sui due cavi inferiori.

$$S = \sqrt{B_{net}^2 + F_H^2}$$

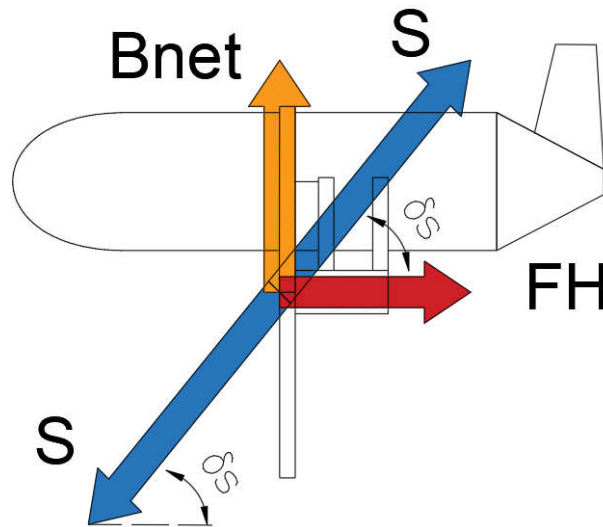


Figura 59:Schema delle forze agenti su GEMSTAR

L'angolo di inclinazione della risultante S rispetto all'orizzontale, δ_s , è pari a

$$\delta_s = \arctg\left(\frac{B_{net}}{F_H}\right)$$

È possibile poi determinare le tensioni S1 e S2, a cui sono soggetti i due cavi inferiori, tramite l'equilibrio delle forze in direzione orizzontale e verticale e quindi risolvendo il seguente sistema algebrico:

$$\begin{cases} -S_1 * \cos 40^\circ + S_2 * \cos 40^\circ + F_H = 0 \\ -S_1 * \sin 40^\circ - S_2 * \sin 40^\circ + B_{net} = 0 \end{cases}$$

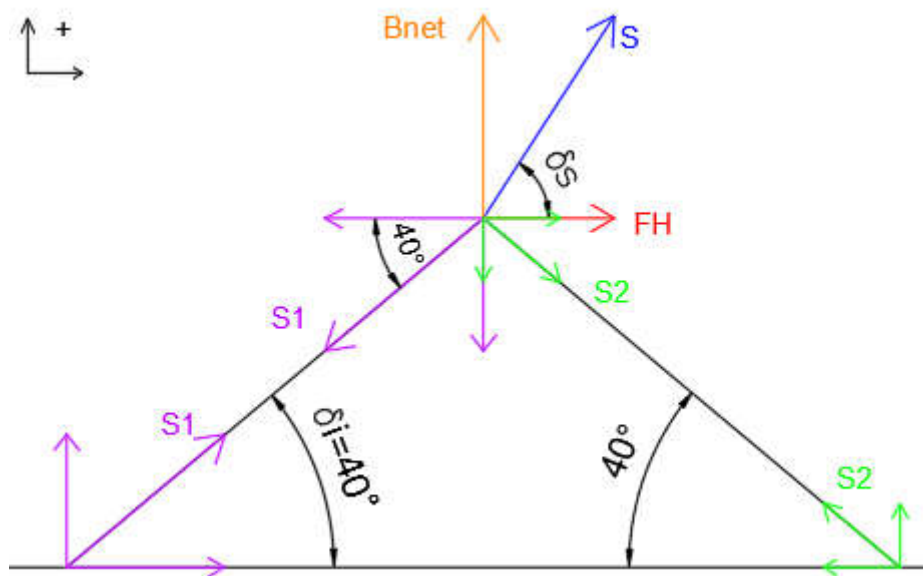


Figura 60:Scomposizione delle forze agenti sui due cavi e su GEMSTAR

$$S_2 = \frac{B_{net}}{2 * \text{sen } 40^\circ} - \frac{F_H}{2 * \cos 40^\circ}$$

$$S_1 = S_2 + \frac{F_H}{\cos 40^\circ}$$

Nella seguente tabella sono stati riportati i valori di S, δ_s , S1 e S2 al variare delle condizioni di lavoro, ossia di velocità della corrente e di conseguenza della forza FH.

v(m/s)	FH(kN)	Bnet(kN)	S(kN)	δ_s (rad)	δ_s (°)	S1(kN)	S2(kN)
0.1	1.3	1100	1100.0	1.570	89.93	856.50	854.80
0.2	5.2	1100	1100.0	1.566	89.73	859.04	852.25
0.3	11.8	1100	1100.1	1.560	89.39	863.35	847.95
0.4	20.9	1100	1100.2	1.552	88.91	869.29	842.01
0.5	32.7	1100	1100.5	1.541	88.30	876.99	834.30
0.6	47	1100	1101.0	1.528	87.55	886.33	824.97
0.7	64	1100	1101.9	1.513	86.67	897.42	813.88
0.8	83.6	1100	1103.2	1.495	85.65	910.21	801.08
0.9	105.8	1100	1105.1	1.475	84.51	924.70	786.59
1	130.6	1100	1107.7	1.453	83.23	940.89	770.41
1.1	158	1100	1111.3	1.428	81.83	958.78	752.52
1.2	188.1	1100	1116.0	1.401	80.30	978.42	732.87
1.3	220.7	1100	1121.9	1.373	78.66	999.70	711.60
1.4	256	1100	1129.4	1.342	76.90	1022.74	688.56
1.5	293.9	1100	1138.6	1.310	75.04	1047.48	663.82
1.6	334.4	1100	1149.7	1.276	73.09	1073.91	637.38
1.7	377.5	1100	1163.0	1.240	71.06	1102.04	609.25
1.8	423.2	1100	1178.6	1.204	68.96	1131.87	579.42
1.9	471.5	1100	1196.8	1.166	66.80	1163.40	547.90
2	522.4	1100	1217.7	1.127	64.60	1196.62	514.68
2.1	545.9	1100	1228.0	1.110	63.61	1211.96	499.34
2.2	567.8	1100	1237.9	1.094	62.70	1226.25	485.04
2.3	590.5	1100	1248.5	1.078	61.77	1241.07	470.23
2.4	614	1100	1259.8	1.062	60.83	1256.41	454.89
2.5	638.2	1100	1271.7	1.045	59.88	1272.20	439.09
2.6	663.1	1100	1284.4	1.028	58.92	1288.46	422.84
2.7	688.8	1100	1297.9	1.011	57.95	1305.23	406.07
2.8	715.3	1100	1312.1	0.994	56.97	1322.53	388.77
2.9	742.6	1100	1327.2	0.977	55.98	1340.35	370.95
3	770.5	1100	1343.0	0.960	54.99	1358.56	352.74

Da notare che essendo l'angolo $\delta_s > \delta_i = 40^\circ$ allora entrambi i cavi rimangono sempre in tensione e l'angolo δ_i rimane costante pari a 40° .

A questo punto sono stati introdotti alcuni fattori di sicurezza alle forze già analizzate per tenere in considerazione le condizioni di ULS, ossia stato limite ultimo, e le condizioni ALS, ossia stato limite accidentale sul sistema di ancoraggio.

Gli stati limite per la progettazione degli ancoraggi delle turbine a corrente oceanica sono molto simili a quelli delle turbine eoliche. Lo stato limite ultimo (ULS) corrisponde al cedimento dell'ancoraggio al superamento della sua massima resistenza al carico. Ciò può verificarsi a causa di fattori quali:

- Perdita dell'equilibrio statico dell'ancora (totale o parziale), con un conseguente meccanismo di rottura, come ribaltamento, scorrimento, sollevamento;
- Perdita della resistenza strutturale, che determina eccessivi cedimenti e la formazione di cardini plastici o crepe negli elementi in calcestruzzo;
- Frattura di un componente.

Lo stato limite accidentale (ALS) corrisponde al fallimento di una delle linee di ancoraggio, che viene quindi rimossa dall'analisi. L'ALS affronta la situazione in cui il guasto iniziale della linea si verifica in condizioni meteorologiche avverse e considera la risposta del sistema di ancoraggio alle stesse condizioni ambientali. Per comodità le stesse condizioni ambientali sono applicate all'ULS, e la calibrazione dei fattori di sicurezza è stata effettuata tenendo conto della bassa probabilità di accadimento al contempo di un evento meteo così avverso ed un guasto iniziale.

Le normative usate sono la normativa **DNVGL-ST-0119** (edizione luglio 2018) per turbine eoliche galleggianti e la normativa **DNVGL-OS-E301** (edizione luglio 2018) per posizionamento ancoraggi.

Normativa DNVGL-OS-E301

La sezione 4.1 Classi di conseguenza (consequence class) della normativa DNVGL-OS-E301 definisce le classi di conseguenza in questo modo:

- Classe 1, in cui è improbabile che il guasto del sistema di ancoraggio porti a conseguenze inaccettabili come la perdita di vite umane, la collisione con una piattaforma adiacente, il deflusso incontrollato di petrolio o gas, capovolgimento o affondamento.
- Classe 2, dove il guasto del sistema di ancoraggio può portare a conseguenze inaccettabili di questo tipo.

Di seguito, nella sezione 4.2 Fattori di sicurezza parziale per l'ULS (Partial safety factors for the ULS) sono riportati i fattori di sicurezza per la condizione di ULS, applicabili a catene, funi metalliche e corde in fibra sintetica.

Consequence class	Type of unit	<i>Time domain analysis</i>		<i>Frequency domain analysis</i>	
		Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}	Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}
1	Permanent	1.20	1.45	1.20	1.80
1	Mobile	1.20	1.35	1.20	1.50
2	Permanent & mobile	1.20	1.90	1.20	2.30

Mentre, nella sezione 4.3 Fattori di sicurezza parziale per l'ASL (Partial safety factors for the ALS) sono riportati i fattori di sicurezza per la condizione di ALS, applicabili a catene, funi metalliche e corde in fibra sintetica.

Consequence class	Type of unit	<i>Time domain analysis</i>		<i>Frequency domain analysis</i>	
		Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}	Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}
1	Permanent	1.00	1.10	1.00	1.25
1	Mobile	1.00	1.05	1.00	1.10
2	Permanent & mobile	1.00	1.45	1.00	1.70

Normativa DNVGL-ST-0119

La sezione 8.1 Station keeping della normativa DNVGL-ST-0119 fornisce una distinzione tra le due classi di conseguenza più chiara in riferimento alla ridondanza del sistema di ancoraggio:

8.1.1.3 Se non diversamente specificato, tutti i componenti strutturali nel sistema di mantenimento in posizione della struttura di supporto galleggiante, come cime di ancoraggio e tendini, devono essere progettati secondo la classe di conseguenza 1. Questo requisito si riferisce ai sistemi di mantenimento in posizione che hanno ridondanza.

8.1.1.4 Per i sistemi di mantenimento in posizione senza ridondanza, tutti i componenti strutturali del sistema devono essere progettati secondo la classe di conseguenza 2. Questo requisito riflette il rischio di collisione con strutture adiacenti di turbine eoliche, nel caso in cui il galleggiante si disimpegni dal suo sistema di mantenimento in posizione e galleggi all'interno del parco eolico di cui fa parte, ad esempio in caso di guasto di una linea di ancoraggio.

Infine la sezione 8.2 Linee di ancoraggio prevede alcune norme per la progettazione di sistemi di ancoraggio, a catenaria o cavi tesi, di strutture eoliche galleggianti: il valore della tensione di progetto applicata alla linea di ancoraggio, indicato nella seguente formula dal termine T_d , è la somma di due componenti caratteristiche fattorizzate: $T_{c,mean}$ ovvero la tensione media caratteristica, e $T_{c,dyn}$, la tensione dinamica caratteristica.

$$T_d = T_{c,mean} * \gamma_{mean} + T_{c,dyn} * \gamma_{dyn}$$

La tensione media caratteristica $T_{c,mean}$ è definita come la parte media del valore della tensione della linea a 50 anni ed è causata da pretensionamento e carichi ambientali medi da vento statico, corrente e deriva delle onde. La tensione dinamica caratteristica $T_{c,dyn}$ è definita come la parte dinamica del valore della tensione di linea a 50 anni ed è causata da effetti oscillatori a bassa frequenza e frequenza d'onda.

I fattori di carico nell'ULS e nell'ALS sono riportati nella Tabella in funzione della classe di conseguenza.

Limit state	Load factor	Consequence class	
		1	2
ULS	γ_{mean}	1.3	1.5
ULS	γ_{dyn}	1.75	2.2
ALS	γ_{mean}	1.00	1.00
ALS	γ_{dyn}	1.10	1.25

Nel caso particolare di questo progetto, il valore di B_{net} è stato considerato come tensione media caratteristica, essendo un valore fisso che non cambia al variare delle condizioni ambientali, mentre il valore di FH è stato considerato come tensione dinamica caratteristica, oscillante tra il valore nullo, in condizione di velocità di corrente nulla, e il suo valore massimo, alla velocità di corrente massima. Inoltre, trattandosi di un sistema di ancoraggio a due cavi è un sistema ridondante e quindi di classe di conseguenza 1.

Di seguito verranno riportati i valori di tensione ottenuti applicando i coefficienti di sicurezza nelle condizioni di ULS e ALS.

Condizioni di carico ULS

Sono stati utilizzati i coefficienti di sicurezza presenti nella sezione 4.2 della normativa DNVGL-OS-E301, nello specifico quelli in rosso, di cui γ_{pret} per B_{net} e γ_{env} per FH :

Consequence class	Type of unit	Time domain analysis		Frequency domain analysis	
		Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}	Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}
1	Permanent	1.20	1.45	1.20	1.80
1	Mobile	1.20	1.35	1.20	1.50
2	Permanent & mobile	1.20	1.90	1.20	2.30

FS ULS									
v(m/s)	FH(kN)	Bnet(kN)	FH(kN)	Bnet(kN)	S(kN)	δs (rad)	δs (°)	S1(kN)	S2(kN)
0.1	1.3	1100	2.34	1320	1320.0	1.57	89.90	1028.31	1025.25
0.2	5.2	1100	9.36	1320	1320.0	1.56	89.59	1032.89	1020.67
0.3	11.8	1100	21.24	1320	1320.2	1.55	89.08	1040.64	1012.91
0.4	20.9	1100	37.62	1320	1320.5	1.54	88.37	1051.33	1002.22
0.5	32.7	1100	58.86	1320	1321.3	1.53	87.45	1065.20	988.36
0.6	47	1100	84.6	1320	1322.7	1.51	86.33	1082.00	971.56
0.7	64	1100	115.2	1320	1325.0	1.48	85.01	1101.97	951.59
0.8	83.6	1100	150.48	1320	1328.5	1.46	83.50	1125.00	928.56
0.9	105.8	1100	190.44	1320	1333.7	1.43	81.79	1151.08	902.48
1	130.6	1100	235.08	1320	1340.8	1.39	79.90	1180.22	873.34
1.1	158	1100	284.4	1320	1350.3	1.36	77.84	1212.41	841.15
1.2	188.1	1100	338.58	1320	1362.7	1.32	75.61	1247.77	805.79
1.3	220.7	1100	397.26	1320	1378.5	1.28	73.25	1286.07	767.48
1.4	256	1100	460.8	1320	1398.1	1.23	70.76	1327.54	726.01
1.5	293.9	1100	529.02	1320	1422.1	1.19	68.16	1372.07	681.48
1.6	334.4	1100	601.92	1320	1450.8	1.14	65.49	1419.65	633.90
1.7	377.5	1100	679.5	1320	1484.6	1.10	62.76	1470.29	583.27
1.8	423.2	1100	761.76	1320	1524.0	1.05	60.01	1523.98	529.57
1.9	471.5	1100	848.7	1320	1569.3	1.00	57.26	1580.73	472.83
2	522.4	1100	940.32	1320	1620.7	0.95	54.54	1640.53	413.03
2.1	545.9	1100	982.62	1320	1645.6	0.93	53.34	1668.14	385.42
2.2	567.8	1100	1022.04	1320	1669.4	0.91	52.25	1693.87	359.69
2.3	590.5	1100	1062.9	1320	1694.7	0.89	51.16	1720.54	333.02
2.4	614	1100	1105.2	1320	1721.6	0.87	50.06	1748.15	305.41
2.5	638.2	1100	1148.76	1320	1749.9	0.85	48.97	1776.58	276.98
2.6	663.1	1100	1193.58	1320	1779.6	0.84	47.88	1805.83	247.72
2.7	688.8	1100	1239.84	1320	1811.0	0.82	46.79	1836.03	217.53
2.8	715.3	1100	1287.54	1320	1844.0	0.80	45.71	1867.16	186.40
2.9	742.6	1100	1336.68	1320	1878.6	0.78	44.64	1899.23	154.32
3	770.5	1100	1386.9	1320	1914.7	0.76	43.58	1932.01	121.54

Si tratta della situazione in cui S1 è la tensione sul cavo più teso e S2 la tensione sul cavo meno teso e da notare che, anche in questo caso, essendo l'angolo $\delta_s > \delta_i = 40^\circ$ allora entrambi i cavi rimangono sempre in tensione e l'angolo δ_i rimane costante pari a 40° .

Tenendo conto del giusto fattore di sicurezza si ottiene quindi un valore di tensione di 1932 [kN] (come si vede in Tabella nel riquadro giallo). Questo valore verrà utilizzato come carico minimo di rottura (MBL) per la scelta del cavo di ancoraggio e per la progettazione dell'ancora a peso morto, essendo la condizione più gravosa per il sistema.

Condizioni di carico ALS

Sono stati utilizzati i coefficienti di sicurezza presenti nella sezione 4.3 della normativa DNVGL-OS-E301, nello specifico quelli in rosso, di cui γ_{pret} per Bnet e γ_{env} per FH, ed è stato considerato nell'analisi uno solo dei due cavi in quanto si ipotizza che uno di questi sia guasto o spezzato. Si ricade, perciò, nella situazione di sistema di ancoraggio a cavo singolo soggetto alla tensione S.

Consequence class	Type of unit	Time domain analysis		Frequency domain analysis	
		Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}	Safety factor on pretension γ_{pret}	Safety factor on env. tension γ_{env}
1	Permanent	1.00	1.10	1.00	1.25
1	Mobile	1.00	1.05	1.00	1.10
2	Permanent & mobile	1.00	1.45	1.00	1.70

FS ALS							
v(m/s)	FH(kN)	Bnet(kN)	FH(kN)	Bnet(kN)	δ_s (rad)	δ_s (°)	S(kN)
0.1	1.3	1100	1.63	1100	1.57	89.92	1100.0
0.2	5.2	1100	6.50	1100	1.56	89.66	1100.0
0.3	11.8	1100	14.75	1100	1.56	89.23	1100.1
0.4	20.9	1100	26.125	1100	1.55	88.64	1100.3
0.5	32.7	1100	40.875	1100	1.53	87.87	1100.8
0.6	47	1100	58.75	1100	1.52	86.94	1101.6
0.7	64	1100	80	1100	1.50	85.84	1102.9
0.8	83.6	1100	104.5	1100	1.48	84.57	1105.0
0.9	105.8	1100	132.25	1100	1.45	83.14	1107.9
1	130.6	1100	163.25	1100	1.42	81.56	1112.0
1.1	158	1100	197.5	1100	1.39	79.82	1117.6
1.2	188.1	1100	235.125	1100	1.36	77.93	1124.8
1.3	220.7	1100	275.875	1100	1.33	75.92	1134.1
1.4	256	1100	320	1100	1.29	73.78	1145.6
1.5	293.9	1100	367.375	1100	1.25	71.53	1159.7
1.6	334.4	1100	418	1100	1.21	69.19	1176.7

5.Proposta ancoraggio per GEMSTAR

1.7	377.5	1100	471.875	1100	1.17	66.78	1196.9
1.8	423.2	1100	529	1100	1.12	64.32	1220.6
1.9	471.5	1100	589.375	1100	1.08	61.82	1247.9
2	522.4	1100	653	1100	1.04	59.31	1279.2
2.1	545.9	1100	682.375	1100	1.02	58.19	1294.5
2.2	567.8	1100	709.75	1100	1.00	57.17	1309.1
2.3	590.5	1100	738.125	1100	0.98	56.14	1324.7
2.4	614	1100	767.5	1100	0.96	55.10	1341.3
2.5	638.2	1100	797.75	1100	0.94	54.05	1358.8
2.6	663.1	1100	828.875	1100	0.93	53.00	1377.3
2.7	688.8	1100	861	1100	0.91	51.95	1396.9
2.8	715.3	1100	894.125	1100	0.89	50.89	1417.6
2.9	742.6	1100	928.25	1100	0.87	49.84	1439.3
3	770.5	1100	963.125	1100	0.85	48.80	1462.1

5.3 Ancora: Ancora a peso morto

La scelta migliore per questo particolare progetto sembra essere appunto un'ancora a peso morto. Considerando l'ancora realizzata interamente in calcestruzzo, con una densità di 23.5 kN/m^3 , una pendenza del fondale di circa 7° e le forze che agiscono su di essa, quali le tensioni sulle due linee di ancoraggio S1 e S2 in condizione di stato limite ultimo, calcolate nel capitolo precedente, la forza di corrente, generata dalla corrente che investe l'ancora, la forza peso della ancora stessa e la forza di attrito al fondo F_a , allora è possibile ricavare il peso immerso W_{imm} , necessario per tenere in posizione GEMSTAR, tramite la risoluzione del seguente sistema.

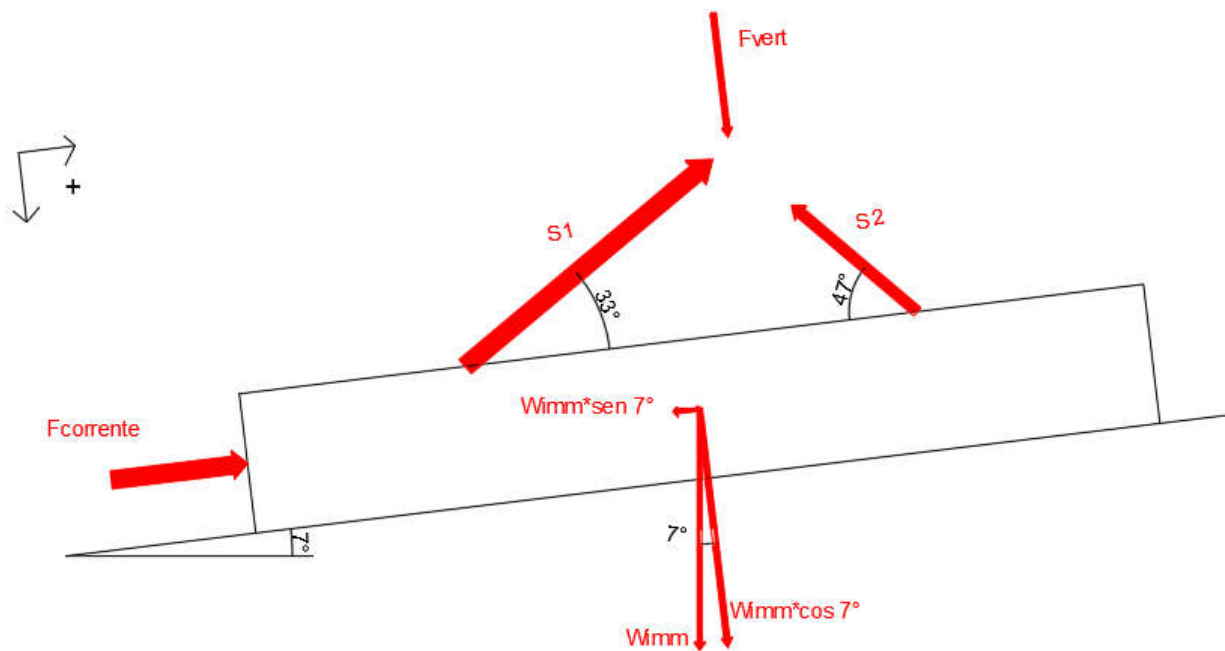


Figura 61: Schema delle forze agenti sulla ancora

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{stab} = F_a = \mu * N \\ N = W_{imm} * \cos \theta - S_1 * \sin(\delta i - \theta) - S_2 * \sin(\delta i + \theta) + F_{verticale} \\ F_a \geq F_{dest} = S_1 * \cos(\delta i - \theta) - S_2 * \cos(\delta i + \theta) - W_{imm} * \sin \theta + F_{corrente} \end{array} \right.$$

Dove

- N è la risultante normale al fondo [kN]
- F_a è la forza di attrito al fondo, quindi stabilizzante [kN]
- $F_{corrente}$ è la forza di corrente [kN]
- $F_{verticale}$ [kN]
- W_{imm} è il peso immerso necessario per mantenere il sistema in posizione [kN]

- $\mu = \tan \varphi$, dove φ è l'angolo di attrito interno del suolo che compone il fondale, supposto pari a 30° in questo caso particolare, per assenza di dati
- $S_1 = 1932$ kN tensione sul cavo più teso
- $S_2 = 121.54$ kN tensione sul cavo meno teso
- $\theta = 7^\circ$ angolo di inclinazione del fondale
- $\delta i = 40^\circ$ angolo di inclinazione dei cavi rispetto all'orizzontale

Uguagliando le forze stabilizzanti e quelle destabilizzanti si ottiene:

$$F_{stab} = F_{dest}$$

$$W_{immerso} = (F_{corrente} + S_1 * \cos(\delta i - \theta) - S_2 * \cos(\delta i + \theta) + S_1 * \sin(\delta i - \theta) * \mu + S_2 * \sin(\delta i + \theta) * \mu - \mu * F_{vert}) * \frac{1}{(\mu \cos \theta + \sin \theta)}$$

Sostituendo i corrispondenti valori numerici si ottiene:

$$W_{immerso} = 3376 \text{ kN} \approx 337.6 \text{ ton}$$

Noto Wimm, è ora possibile ricavare Wdry di calcestruzzo necessario per tenere il sistema ancorato al fondale:

$$W_{dry} = W_{imm} * \frac{\rho_{cls}}{(\rho_{cls} - \rho_w)} = 5921.18 \text{ kN} \approx 592.12 \text{ ton}$$

Dove

- ρ_{cls} è la densità del calcestruzzo, pari a 23.5 kN/m³
- ρ_w è la densità dell'acqua di mare, pari a 10.1 kN/m³

Infine è possibile calcolare il volume di calcestruzzo necessario per tenere il sistema ancorato al fondale:

$$V_{cls} = \frac{W_{dry}}{\rho_{cls}} = 252 \text{ m}^3$$

La tipologia di ancora a peso morto più semplice è costituita da un blocco di calcestruzzo, realizzata rispettando i requisiti necessari appena calcolati e seguendo la procedura proposta in “Interaction of anchors with soils and anchor design”, 1982, da R.J. Taylor, la quale fornisce la lunghezza minima per i lati della base dell'ancora B e l'altezza massima dell'ancora H, espresse dalle rispettive formule:

$$B = \left[\frac{6 * W_{imm} * F_H}{(\rho_{cls} - \rho_w) * (W_{imm} - B_{net})} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$H = \frac{B * (W_{imm} - B_{net})}{6 * F_H}$$

In questo caso risulterebbe un'ancora di dimensioni 10*10*2.5 [m].

Questa soluzione, però, comporterebbe enormi problemi sia di trasporto dell'ancora al sito di installazione e sia di posa della stessa su un fondale profondo ben 35 m, in quanto costituirebbe un peso davvero molto elevato da sollevare e spostare. Ecco che allora è stata proposta una soluzione innovativa che consentisse di ovviare i problemi appena esposti.

5.4 Soluzioni tradizionali

Soletta impermeabile

La prima soluzione analizzata prevede la realizzazione di un cassone in calcestruzzo armato di altezza 3.6 m e base rettangolare di dimensioni 9.6*18.6 m. Il cassone è costituito da 18 celle impermeabili cubiche di dimensioni 2.8*2.8*2.8 m, tali quindi da fornire un volume di aria di circa 395 m³. Soletta superiore, soletta inferiore e pareti esterne hanno uno spessore di 40 cm, mentre i setti interni di 20 cm, il peso immerso del cassone risulta quindi di 345 ton, realizzato con un volume totale di calcestruzzo armato pari a 253 m³.

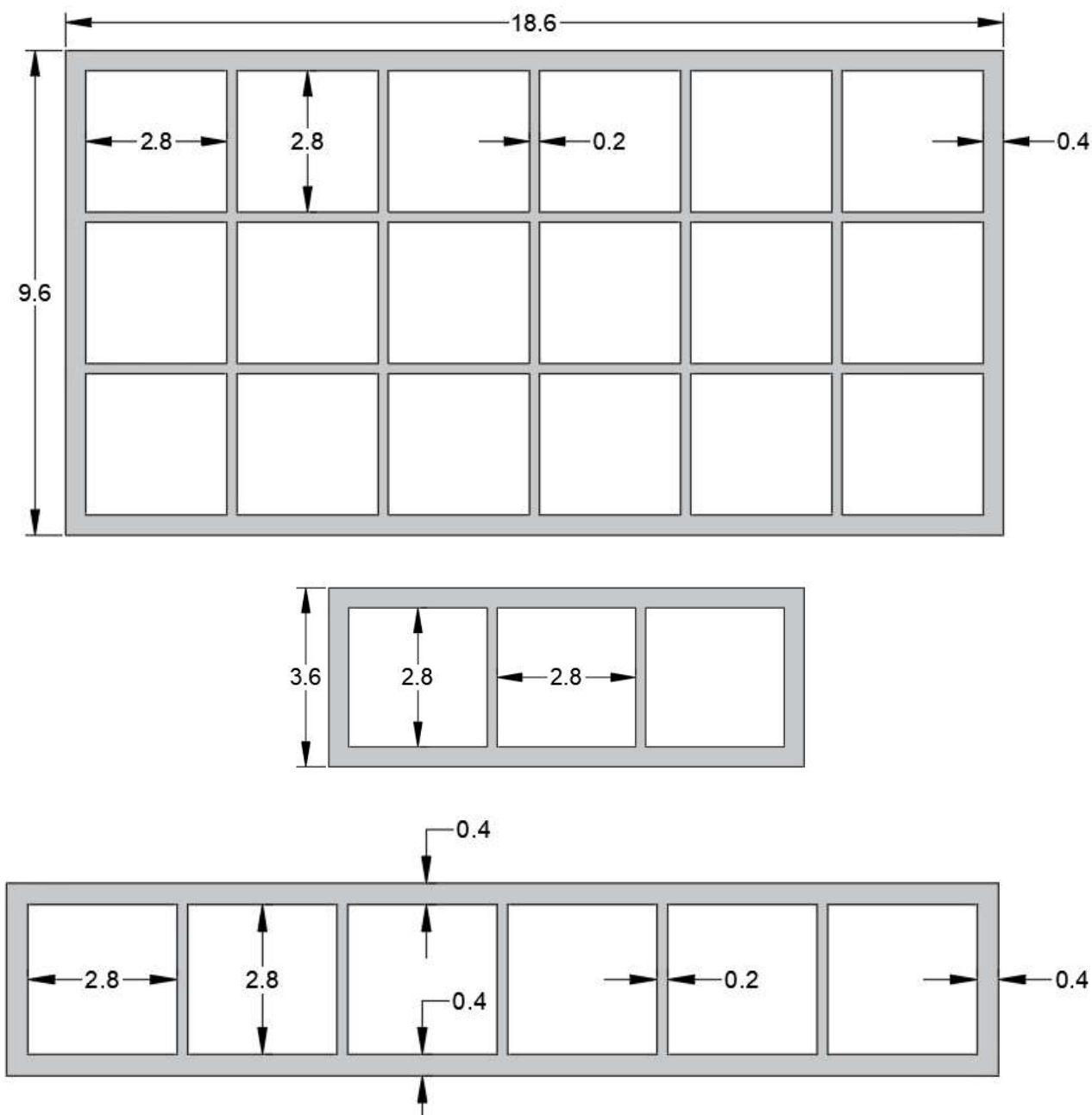


Figura 62: Pianta, sezione trasversale e longitudinale del cassone in calcestruzzo armato

Durante la fase di trasporto il cassone sarà completamente vuoto ed avrà un bordo libero di circa 30 cm.

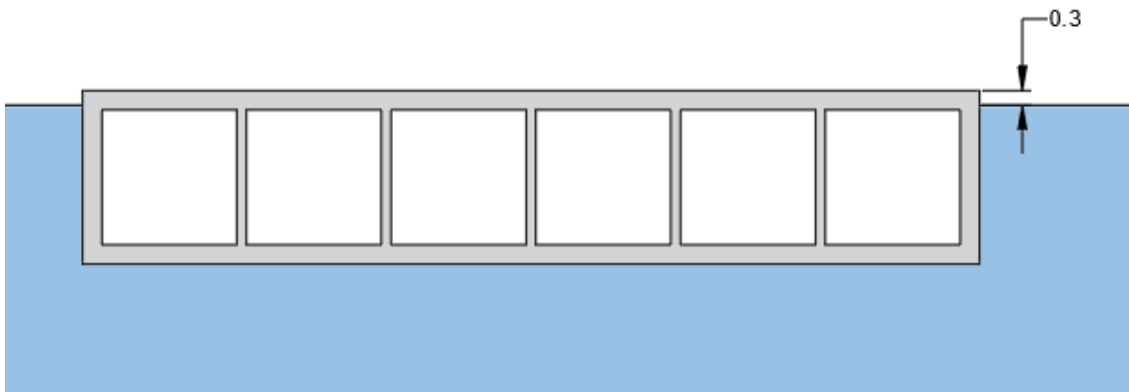


Figura 63: Cassone durante la fase di trasporto

Successivamente una volta giunto al sito di installazione sarà necessario riempire con una pompa d'acqua 2 delle 18 celle in modo da consentire l'affondamento del cassone, il quale, sorretto da argani posti su un pontone modulare oppure da una barra pescatrice, verrà posato sul fondale. Riempiendo due delle 18 celle, il volume d'aria, posto in modo tale da fornire una spinta verso l'alto ed alleggerire il cassone durante la fase in sospensione, verrà ridotto a 331 m³, comunque sarà sufficiente a garantire un peso immerso del cassone in sospensione sufficientemente contenuto.

$$W_{imm\ cassone\ sospeso} = W_{imm\ cassone} - S_{aria\ celle} = 345 - 331 = 14\ ton$$

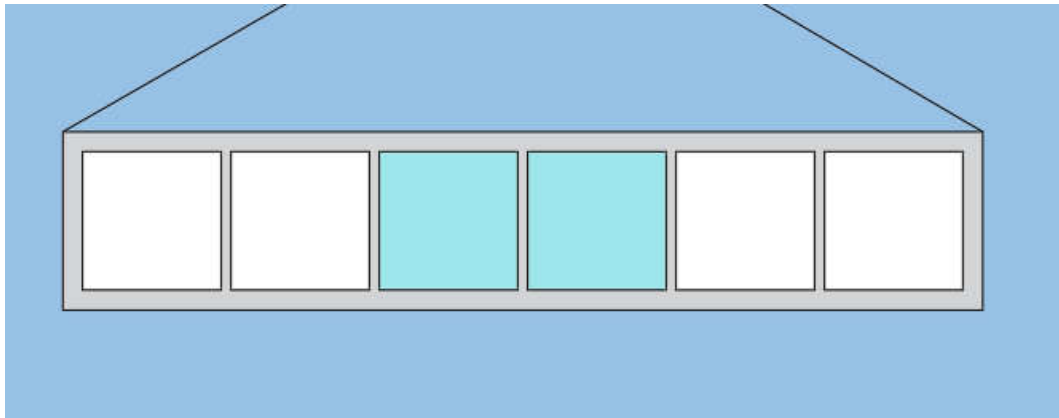


Figura 64: Cassone durante la fase di sospensione

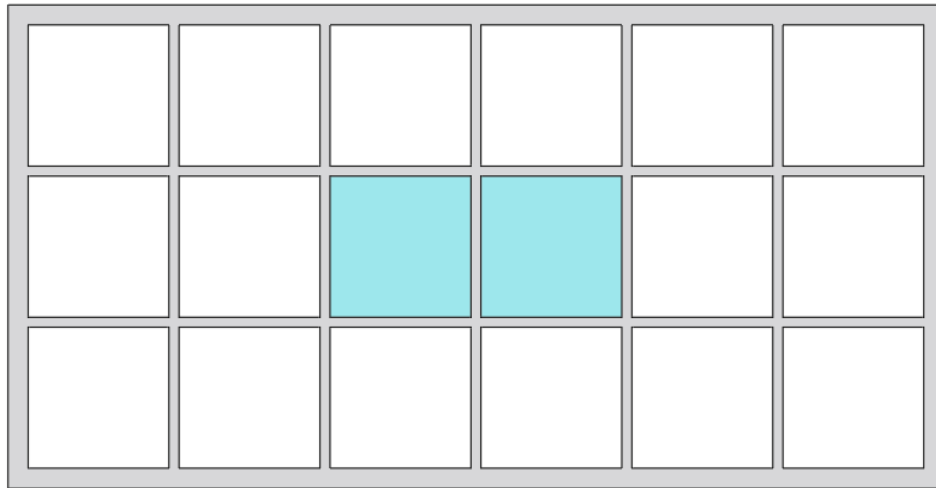


Figura 65: Celle da riempire per l'affondamento

Infine le restanti 16 celle verranno anch'esse riempite di acqua ed il cassone risulterà così definitivamente assicurato al fondale.

$$W_{imm} \text{ cassone al fondo} = 345 \text{ ton}$$

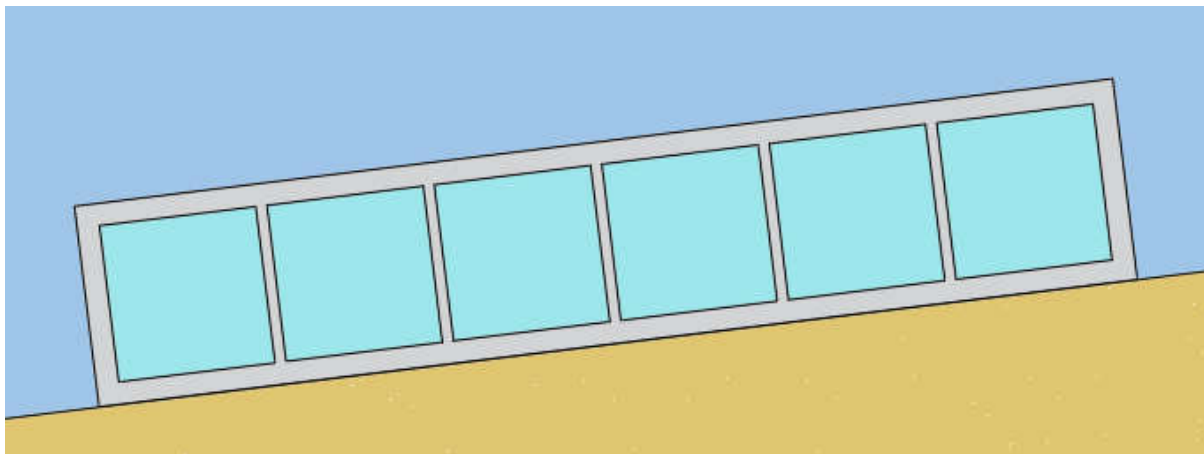
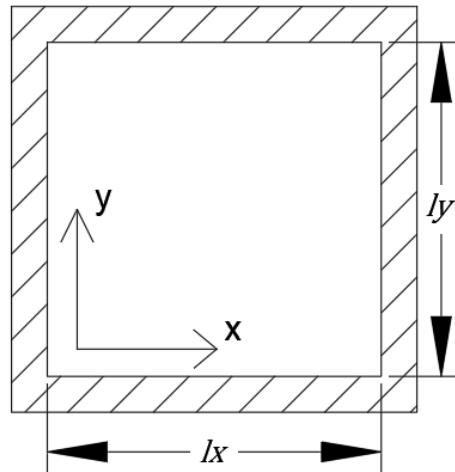


Figura 66: Cassone sul fondo

È stata svolta una stima approssimativa della quantità di armatura necessaria affinché il cassone possa sopportare la sempre più elevata pressione a cui è sottoposto durante la fase di sospensione: infatti al raggiungimento del fondale, sito a ben 35 m di profondità, il cassone sarà soggetto alla pressione massima di 3.5 atm, ossia ad una forza di 350 kN/m².

Si ipotizza che le celle del cassone possano essere semplificate con lo schema di piastre quadrate incastrate su 4 lati e di dimensioni 3.2*3.2 m, spessore 0.4 m per soletta superiore, inferiore e pareti esterne, mentre spessore 0.2 m per setti interni.



Per calcolare come il carico si ripartisce nella direzione x e y è stato usato il metodo tabellare di Grashov: questo metodo è adatto a piastre soggette ad un carico uniformemente distribuito e fornisce un coefficiente k diverso in base al tipo di vincoli a cui è soggetta la piastra. k verrà poi utilizzato proprio nelle formule per il calcolo del carico agente in direzione x, ossia p_x e in direzione y, ossia p_y . Nel caso di piastra incastrata su quattro lati $k=1$ in quanto si tratta di una condizione di vincolo simmetrica e, noti $p_{tot} = 350 \text{ kN/m}^2$, a cui verrà applicato un coefficiente di sicurezza pari a 1.5, e $l_x=l_y= 3.2 \text{ m}$ allora si ottiene

$$p_x = p_{tot} \frac{l_y^4}{k * l_x^4 + l_y^4} = 262.5 \text{ kN/m}^2$$

$$p_y = p_{tot} - p_x = 262.5 \text{ kN/m}^2$$

Semplificata la piastra ad un graticcio di travi allora è possibile calcolare con facilità i momenti agenti in direzione x e y utilizzando le medesime formulazioni valide per le travi. Una trave incastrata sarà soggetta ad un momento massimo negativo in corrispondenza dell'incastro pari a $M^- = \frac{1}{12} q * l^2$ ed in mezzeria ad un momento positivo inferiore pari a $M^+ = \frac{1}{24} q * l^2$. Di seguito è stato riportato il diagramma di momento risolto applicando il carico distribuito $p_x=p_y$ calcolato e che quindi sarà il medesimo per entrambe le direzioni x e y.

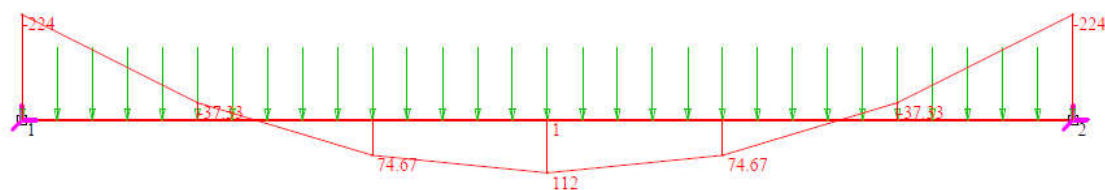


Figura 67: Diagramma di momento della trave incastrata

$$M^- = -224 \text{ kNm alle estremità}$$

$$M^+ = 112 \text{ kNm in mezzeria}$$

È stato possibile quindi procedere con una stima approssimativa dell'armatura di pareti esterne, soletta superiore e inferiore, considerando un'altezza utile d pari a 0.34 m:

$$A_s^- = \frac{M^-}{0.9 * d * f_{yd}} = 20.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 24 \text{ passo } 20 \text{ cm}$$

$$A_s^+ = \frac{M^+}{0.9 * d * f_{yd}} = 10.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 18 \text{ passo } 20 \text{ cm}$$

È stato possibile poi procedere con una stima approssimativa dell'armatura delle pareti interne, considerando un'altezza utile d pari a 0.15 m:

$$A_s^- = \frac{M^-}{0.9 * d * f_{yd}} = 44.4 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 24 \text{ passo } 10 \text{ cm}$$

$$A_s^+ = \frac{M^+}{0.9 * d * f_{yd}} = 22.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 18 \text{ passo } 10 \text{ cm}$$

All'armatura a flessione ottenuta è stata aggiunta una porzione di staffatura, ossia di armatura a taglio, approssimata a circa il 10-20% dell'armatura a flessione.

Considerata una porzione del cassone di dimensioni 1*1*0.4 m e quindi di volume 0.4 m³, è stata fatta una stima approssimativa, e di conseguenza cautelativa, dell'incidenza del ferro nelle pareti esterne, soletta superiore e inferiore: 183 kg/m³. Il peso complessivo dell'armatura sarà quindi pari a 41'028 kg e, considerato il prezzo delle barre di acciaio di circa 2.55 €/kg indicato nel prezzario della regione Sicilia 2022, allora il costo totale dell'armatura sarà all'incirca di 104'623 €.

Considerata una porzione del cassone di dimensioni 1*1*0.2 m e quindi di volume 0.2 m³, è stata fatta una stima approssimativa, e di conseguenza cautelativa, dell'incidenza del ferro nelle pareti interne: 732 kg/m³. Il peso complessivo dell'armatura sarà quindi pari a 40'000 kg e, considerato il prezzo delle barre di acciaio di circa 2.55 €/kg indicato nel prezzario della regione Sicilia 2022, allora il costo totale dell'armatura sarà all'incirca di 102'000 €.

Il costo complessivo dell'armatura necessaria per armare l'intero cassone sarà di 206'623€.

Peso armatura (kg)	81'000
Prezzo armatura (€/kg)	2.55
Costo totale armatura(€)	206'623

Noto il prezzo unitario del cassone applicato al volume vuoto per pieno di 259.27 € e il volume di ingombro di 647 m³, il costo del cassone sarà di circa 168'000 €.

Il costo complessivo del cassone in calcestruzzo armato sarà di circa 374'371€.

	Costo (€)
Armatura	206'623
Cassone	167'748
tot	374'371

Questa soluzione è però caratterizzata da un alto rischio che la struttura collassi o che l'impermeabilizzazione non sia garantita, si è cercata di conseguenza anche una soluzione alternativa.

Soletta permeabile e pressurizzazione interna

La seconda soluzione analizzata ipotizza che le celle abbiano all'interno una pressione dell'aria pari e bilanciata a quella esterna, questo avviene quando vi è un contatto idraulico tra l'interno delle celle e l'acqua durante la fase di affondamento del cassone. Al fine di mantenere costante la sottospinta idraulica è però necessario che il volume d'aria totale non muti, quindi all'aumentare della profondità bisognerà iniettare aria in pressione con la stessa velocità con cui la stessa riduce il suo volume, a causa della sua comprimibilità. Questa tecnologia viene usata per il recupero di navi e per affondare le campane in pressione che contengono attrezzatura ed eventualmente personale. Si ritiene però che questa tecnologia, già sviluppata e dotata di soddisfacenti livelli di sicurezza, sia troppo costosa.

5.5 Soluzione innovativa

L'ancora a peso morto realizzata consiste in un cassone in calcestruzzo, che, grazie alla sua capacità di galleggiamento, consente nell'immediato di risolvere il problema relativo al trasporto dell'ancora dal bacino di carenaggio, luogo dove vengono fatte le riparazioni delle navi, ma anche laddove vengono costruiti i cassoni cellulari, al sito di installazione, semplicemente venendo trainato da una apposita imbarcazione.

Per risolvere il problema relativo alla posa dell'ancora a ben 35 m di profondità è stata ideata una soluzione innovativa che consente di rendere il cassone molto più leggero durante la fase di sospensione. Tale soluzione sfrutta l'introduzione di una spinta verso l'alto, ottenuta immagazzinando un volume d'aria all'interno di tubi in PVC posti nelle celle del cassone stesso, che va appunto a controbilanciare gran parte del peso del cassone.

Di seguito verranno spiegate nel dettaglio le diverse considerazioni e le conseguenti scelte che hanno condotto a questo tipo di soluzione, in particolare verrà posta attenzione a quelle che sono le tre fasi principali in cui si può suddividere l'operazione di installazione dell'ancora, quali:

- 1) Fase di trasporto: il cassone viene trainato da una apposita imbarcazione dal bacino di carenaggio al sito di installazione;
- 2) Fase di sospensione: lo spazio tra i tubi in PVC e lo scheletro in calcestruzzo del cassone viene riempito d'acqua e si può quindi procedere a calare il cassone, sorretto da una barra pescatrice, sul fondale;
- 3) Fase di posa: i tubi vengono riempiti anch'essi d'acqua e il cassone viene così definitivamente assicurato al fondale.

5.5.1 Tubi PVC

Noto il peso immerso necessario affinché l'ancora possa tenere il sistema in posizione, ossia Wimm pari a 337.6 ton, è allora possibile imporre un certo volume d'aria che è sufficiente immagazzinare all'interno del cassone in modo tale che, durante la fase in sospensione, il peso del cassone risulti enormemente inferiore da sollevare. Un volume di aria perché l'aria ha al contempo un peso quasi nullo e, occupando un volume, sarà soggetta ad una spinta verso l'alto proporzionale al volume che occupa quindi determinerebbe quasi puramente una spinta verso l'alto. Un qualsiasi volume immerso in acqua è infatti soggetto alla spinta di Archimede verso l'alto pari al peso del fluido spostato quindi

$$S = \gamma_w * V$$

Dove in questo caso

- $\gamma_w = 10.1 \text{ kN/m}^3$ densità dell'acqua di mare
- $V =$ volume d'aria [m^3]
- $S =$ spinta di Archimede verso l'alto [kN]

Ragionando in tonnellate sappiamo valere nel caso dell'acqua l'uguaglianza $1 \text{ m}^3 = 1 \text{ ton}$, quindi risulta semplice determinare la quantità di volume necessaria per ottenere una spinta verso l'alto tale da ridurre il peso del cassone a circa una decina di tonnellate.

Essendo Wimm pari a 337.6 ton allora servirebbe un volume d'aria almeno pari a 327.6 m^3 , e la conseguente spinta verso l'alto sarebbe appunto pari a 327.6 ton.

$$W_{imm} - S = 337.6 - 327.6 = 10 \text{ ton}$$

La vera sfida è stata trovare la soluzione più adatta per immagazzinare questo volume di aria all'interno del cassone, tenendo in considerazione il progressivo incremento di pressione che caratterizza la discesa in acque via via più profonde fino a raggiungere i 35 m del fondale. È stato necessario utilizzare infatti un qualcosa che potesse al contempo contenere aria e fosse in grado di sopportare una tale pressione di 3.5 atm senza deformarsi troppo, o meglio senza ridurre troppo il suo volume e di conseguenza la spinta verso l'alto, fatto che avrebbe condotto all'incremento del peso da sostenere.

Dopo alcune ricerche e considerazioni, la scelta migliore è risultata essere quella di utilizzare tubi in PVC, in particolare tubi PN6, cioè quella tipologia di tubi che viene tipicamente prodotta ed utilizzata per realizzare condotte in pressione.

I tubi PN6 vengono utilizzati per realizzare condotte in pressione al cui interno l'acqua, o il fluido in questione, potrà esercitare sulla tubazione una pressione di massimo 6 atm; la resistenza ordinaria del tubo è relativa quindi ad una forza di pressione orientata dall'interno verso l'esterno, come in Figura 62.

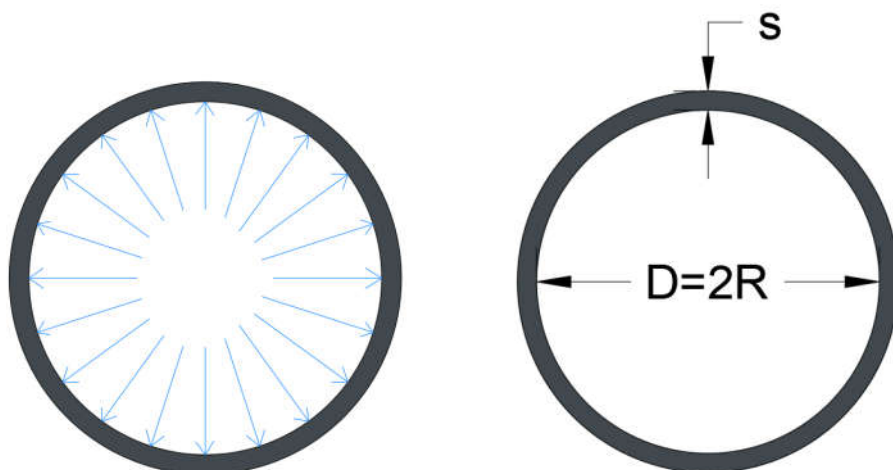


Figura 68: Ordinaria condizione di lavoro di un tubo PN6 (a sinistra) e le due dimensioni caratteristiche (a destra)

Per calcolare quanto resiste il tubo è necessario calcolare la tensione all'interno del tubo: è sufficiente considerare un volume di controllo che taglia il tubo e sostituire la porzione tagliata con le opportune forze agenti, quali la pressione dell'acqua interna al tubo e lo sforzo normale N.

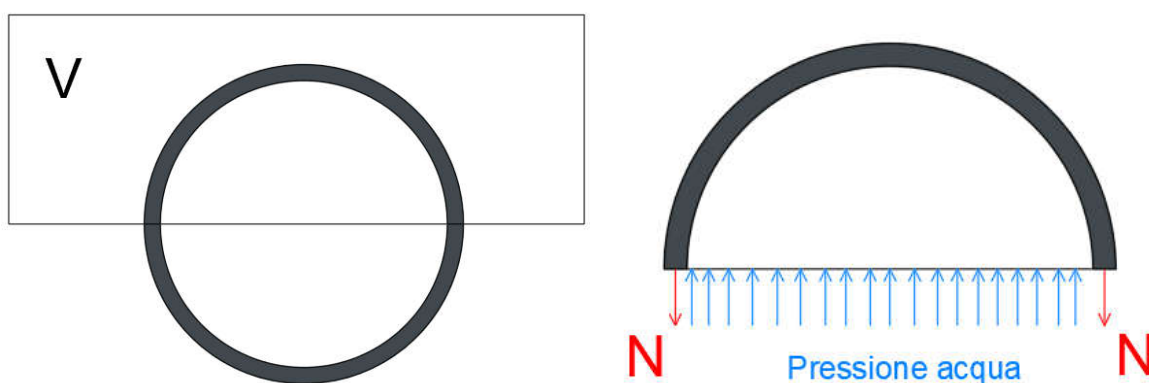


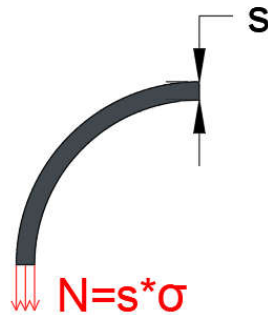
Figura 69: Volume di controllo (a sinistra) e porzione di tubo tagliata con le rispettive forze agenti

Scrivendo l'equilibrio delle forze in direzione verticale si ottiene:

$$2 * N = p_{acqua} * 2 * R$$

$$N = p_{acqua} * R$$

Ma N è dato anche da σ , ossia resistenza massima del materiale, moltiplicata per s , ossia lo spessore del tubo.



Uguagliando le due formulazioni di N si ottiene quale dovrebbe essere lo spessore minimo s necessario ad un tubo, fatto con un certo materiale, per sopportare la pressione dell'acqua richiesta.

$$\sigma * s = p_{acqua} * R$$

$$s = \frac{p_{acqua} * R}{\sigma}$$

Nel caso dell'acciaio σ è molto elevato quindi piccoli spessori sono sufficienti a sopportare una pressione elevata, mentre nel caso del PVC σ è inferiore quindi saranno necessari degli spessori nettamente superiori a quelli in acciaio.

La condizione in cui il tubo si trova a lavorare all'interno del cassone è proprio quella diametralmente opposta alla condizione di lavoro ordinaria appena descritta: la pressione dell'acqua non è più interna al tubo, bensì esterna in quanto il tubo si ritroverebbe immerso in acque profonde.

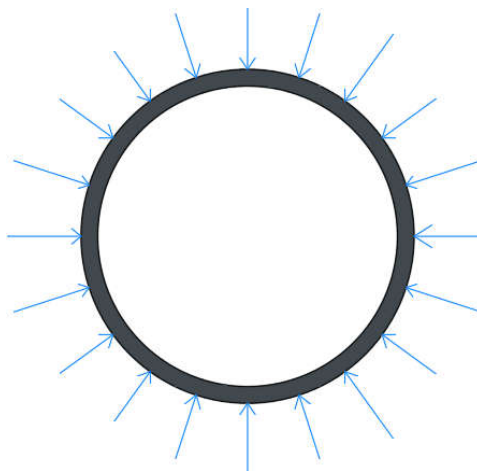


Figura 70: Condizione di lavoro del tubo all'interno del cassone sul fondale del mare

Ripetendo l'analogo ragionamento fatto in precedenza, e quindi considerando un certo volume di controllo, risulterebbe quanto riportato in Figura 65.

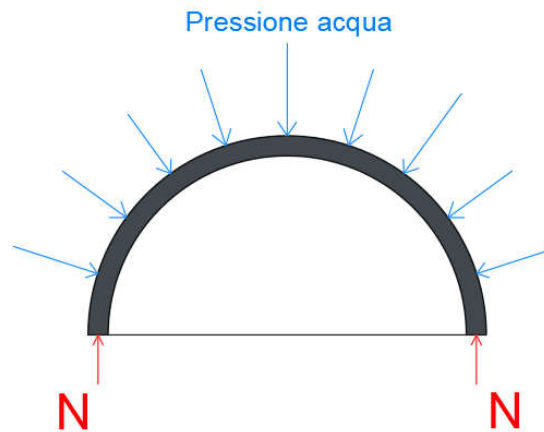


Figura 71: Forze agenti sul tubo preso un volume di controllo

Dall'equilibrio in direzione verticale si ottiene il medesimo risultato di $s = \frac{p_{acqua} * R}{\sigma}$, ciò che complica la situazione è il problema dell'instabilità del tubo, cioè il tubo potrebbe restringersi o deformarsi. Questo problema però trova, in questo particolare caso del cassone, facile risoluzione perché il tubo è confinato in una struttura di calcestruzzo e quindi la presenza del calcestruzzo impedisce l'instabilità, almeno finché ci sarà aderenza tra tubo e calcestruzzo. Tale aderenza consentirebbe anche di evitare la fessurazione dello scheletro in calcestruzzo del cassone, che trova appunto nel tubo il contrasto alla forte pressione a cui è soggetto.

Il tubo potrebbe però comunque restringersi ed il calcestruzzo creparsi, ecco che allora la soluzione migliore prevede che venga lasciato dello spazio tra tubo e calcestruzzo in modo tale che possa essere riempito di acqua e che, di conseguenza, la pressione a cui è soggetto lo scheletro in calcestruzzo del cassone sia la medesima sia dentro che fuori e quindi perfettamente controbilanciata.

Come si può vedere in Figura 66 la prima ipotesi di progetto prevedeva un unico grande tubo posto a creare la cella del cassone ed un apposito spazio tra il calcestruzzo ed il tubo da riempire con acqua.

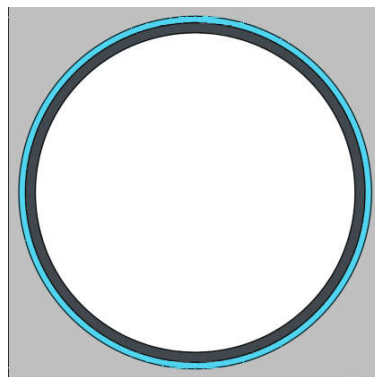


Figura 72: Prima ipotesi di progetto prevedeva un unico grande tubo posto a creare la cella del cassone

Dopo ulteriori considerazioni e ricerche, si è giunti alla soluzione finale: riempire le celle del cassone non con un singolo tubo di grande diametro, bensì con tanti tubi PN6 di diametro minore, così da sfruttare al meglio il contrasto che ciascun tubo trova nel vicino e, a sua volta, il calcestruzzo nella massa di tubi. Inoltre lo spazio, che si crea naturalmente dalla disposizione dei tubi, tra i tubi e il calcestruzzo potrà essere riempito d'acqua e allora la pressione esterna uguagliare quella interna al cassone. Una massa di tubi dovrebbe perciò essere sufficiente a garantire che il tutto non si rompa.

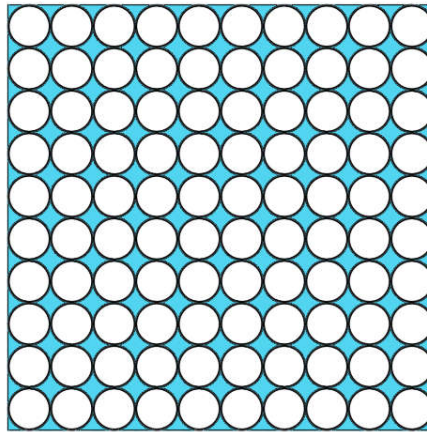


Figura 73: Cella del cassone riempita con una massa di tubi e lo spazio tra essi riempito di acqua

Se invece avessi creato un cassone con celle di solo calcestruzzo sarebbe stato necessario uno spessore delle pareti delle celle notevole con una armatura altrettanto notevole.

Deformazione tubi

È necessario valutare quanto si restringono i tubi man mano che si procede a calare il cassone in acque sempre più profonde. Tanto più i tubi si restringono, tanto più si riduce il volume occupato dall'aria e quindi si riduce anche la conseguente spinta verso l'alto a cui è soggetto il sistema. Ciò potrebbe rappresentare un problema non indifferente perché significherebbe che il peso del cassone aumenterebbe sempre più all'aumentare della profondità e potrebbe persino raggiungere un peso tale da non poter essere più sorretto dai mezzi a disposizione e quindi nel peggiore dei casi il cassone potrebbe cadere e rompersi.

Di seguito verrà valutata la deformazione di un tubo soggetto ad una pressione di 3.5 atm.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

Dove

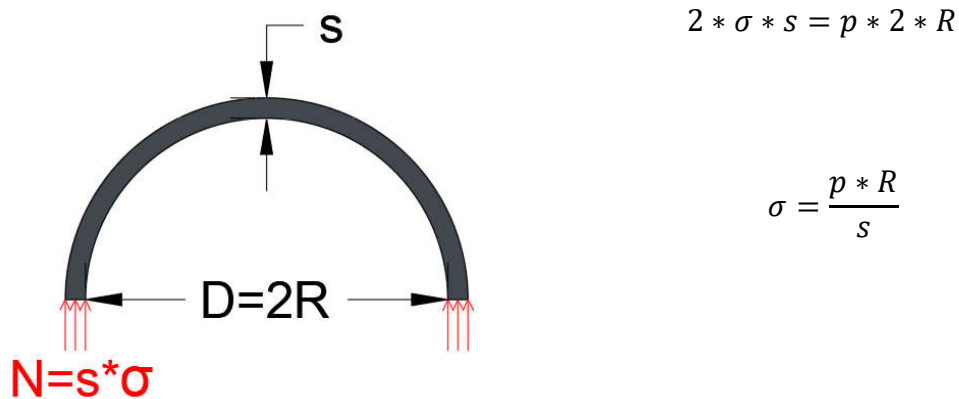
- ε deformazione

- σ resistenza a compressione
- E modulo elastico

Nel caso di un tubo la deformazione può essere espressa anche in funzione del diametro D del tubo:

$$\varepsilon = \frac{\Delta D}{D}$$

Ed essendo σ , ottenuto dall'equilibrio in direzione verticale svolto nel capitolo precedente, pari a:



Sostituendo

$$\Delta D = \varepsilon * D = \frac{\sigma}{E} * D = \frac{p * R}{s * E} * D$$

L'area di un tubo A è direttamente proporzionale al quadrato del diametro del tubo, allora è possibile esprimere la variazione dell'area dA in funzione della variazione di diametro ΔD :

$$A = \pi * \frac{D^2}{4} \rightarrow A \propto D^2$$

$$dA = 2 * D * \Delta D$$

Sostituendo ΔD trovato all'interno di quest'ultima formula è possibile ricavare la variazione di area, la quale, supposto tollerabile un incremento di peso pari a massimo 20 ton, dovrà essere inferiore a 1/20.

$$dA = 2 * D * \frac{p * R}{s * E} * D$$

$$\frac{dA}{A} = \frac{8 * p * R}{s * E * \pi} < \frac{1}{20}$$

Scelta del diametro dei tubi

Di seguito verranno riportati i calcoli e le considerazioni che hanno condotto alla scelta di tubi PN6 di diametro 200 mm.

Ipotizzando un cassone con celle di dimensioni 2*2 m e consultando i cataloghi di tubi PN6, è stato possibile svolgere alcune analisi: al variare del diametro del tubo sono stati osservati la variazione del rapporto tra costo e volume di aria e la variazione del rapporto peso e volume di aria.

PN 06 (SDR33 fino al Ø90-SDR41 dal Ø110)						
Ø est [mm]	Codice	Spessore [mm]	Kg/m	€/m	Pz/ Pallet	Lb [cm]
63	Q063019600DGA	2,0	0,605	1,94	119	12
75	Q075022600DGA	2,3	0,839	2,69	87	15
90	Q090027600DGA	2,8	1,202	3,72	60	15
110	Q110027600DGA	2,7	1,432	4,45	76	15
125	Q125031600DGA	3,1	1,876	5,82	60	16
140	Q140035600DGA	3,5	2,350	7,29	45	16
160	Q160040600DGA	4,0	3,042	9,43	33	18
180	Q180044600DGA	4,4	3,789	11,74	28	18
200	Q200049600DGA	4,9	4,657	14,44	20	19
225	Q225055600DGA	5,5	5,891	18,27	18	20
250	Q250062600DGA	6,2	7,392	22,90	12	21
280	Q280069600DGA	6,9	9,181		11	21
315	Q315077600DGA	7,7	11,553		6	22
355	Q355087600DGA	8,7	14,747		8	22
400	Q400098600DGA	9,8	18,748		9	23
500	Q500123600DGA	12,3	29,675		2	24

Figura 74: Caratteristiche delle diverse dimensioni di tubi PN6 (da catalogo)



Figura 75: Tubo PN6

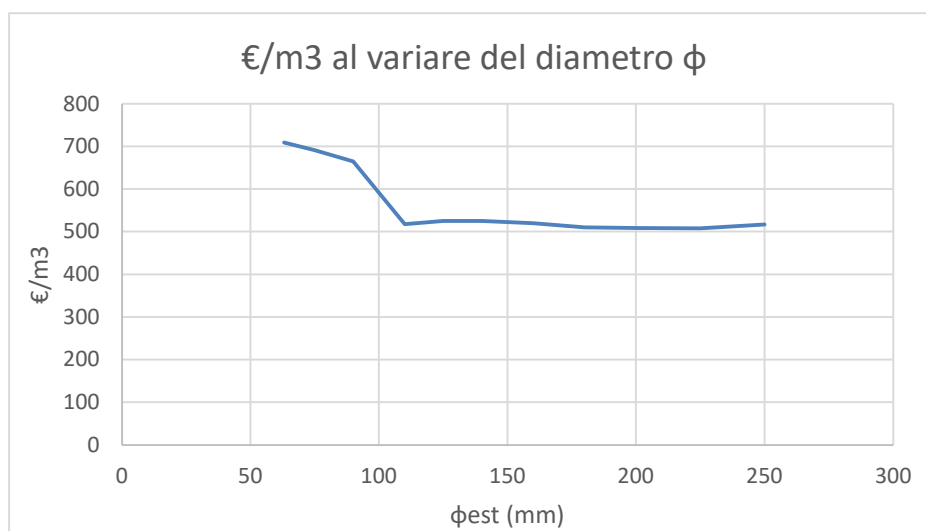


Figura 76: Grafico €/m³ al variare del diametro del tubo



Figura 77: Grafico kg/m³ al variare del diametro del tubo

I tubi con diametro più piccolo appaiono essere quelli più svantaggiosi sia in termini di costo sia di peso. Per comodità, avendo ipotizzato delle celle per il cassone di dimensioni 2*2 m, sono stati scelti tubi di diametro 200 mm.

La tabella riportata di seguito riassume le caratteristiche dei tubi scelti per il progetto, cioè tubi PN6 in PVC:

φ _{est} (mm)	e(mm)	φ _{int} (mm)	€/m	kg/m	R(cm)	p(kg/cm ²)	σ(kg/cm ²)
200	4.9	190.2	14.44	4.657	10	6	122.45

Note le caratteristiche dei tubi, il modulo elastico del PVC $E=26000 \text{ kg/cm}^2$ e supponendo i tubi soggetti alla massima pressione da essi sopportabile $p=6 \text{ kg/cm}^2$, è possibile procedere con il calcolo della eventuale deformazione, espressa come dA/A , usando le formulazioni sopra descritte:

$$\frac{dA}{A} = 0.012 < \frac{1}{20} = 0.05$$

La deformazione del tubo determina una riduzione del volume d'aria dell'1.2 % e di conseguenza un incremento del peso del cassone di massimo 1.2% del peso complessivo, ben inferiore al 5% tollerabile.

Volume d'aria

Come detto in precedenza, essendo il peso immerso dell'ancora Wimm pari a 337.6 ton allora servirebbe un volume d'aria almeno pari a 327.6 m³, la cui conseguente spinta verso l'alto sarebbe appunto pari a 327.6 ton, per ridurre il peso del cassone a circa una decina di tonnellate.

$$W_{imm} - S = 337.6 - 327.6 = 10 \text{ ton}$$

Scelti tubi di diametro 200 mm, è ora possibile ideare una soluzione che possa al contempo soddisfare il volume d'aria necessario ed i requisiti geometrici del cassone, primo fra tutti una altezza contenuta.

Ipotizzando celle del cassone quadrate di lato 2 m e di altezza $h_{cella}=2.6 \text{ m}$, la soluzione migliore prevede la disposizione di 100 tubi di lunghezza 2.6 m in ciascuna cella. Da una tale disposizione dei tubi risulta necessario realizzare un cassone con un totale di 45 celle in modo da soddisfare il volume di aria necessario di almeno 327.6 m³.

$$A_{1 \text{ tubo}} = \pi \frac{\phi_{int}^2}{4} = 0.028 \text{ m}^2$$

$$V_{aria \ 1 \ tubo} = A_{1 \ tubo} * h_{cella} = 0.074 \text{ m}^3$$

$$V_{aria \ tubi \ cella} = V_{aria \ 1 \ tubo} * 100 = 7.39 \text{ m}^3$$

$$V_{aria \ tubi} = V_{aria \ tubi \ cella} * 45 = 332.43 \text{ m}^3$$

$$S_{aria \ tubi} = 332.43 \text{ ton}$$

$$\text{metri di tubo} = 11'700 \text{ m}$$

È già possibile fare una rapida valutazione dei costi e del contributo in peso che i tubi forniranno all'ancora.

$$\text{costo tubi} = m \text{ di tubo} * \text{€/m} = 11'700 * 14.44 = 168'948 \text{ €}$$

$$W_{dry \text{ tubi}} = m \text{ di tubo} * \text{kg/m} = 11'700 * 4.657 = 54486.9 \text{ kg} = 54.5 \text{ ton}$$

Nota la densità del PVC $\rho_{pvc} = 14 \text{ kN/m}^3$, è possibile calcolare anche il peso immerso dei tubi:

$$W_{imm \text{ tubi}} = W_{dry \text{ tubi}} * \frac{(\rho_{pvc} - \rho_w)}{\rho_{pvc}} = 151.78 \text{ kN} = 15.18 \text{ ton}$$

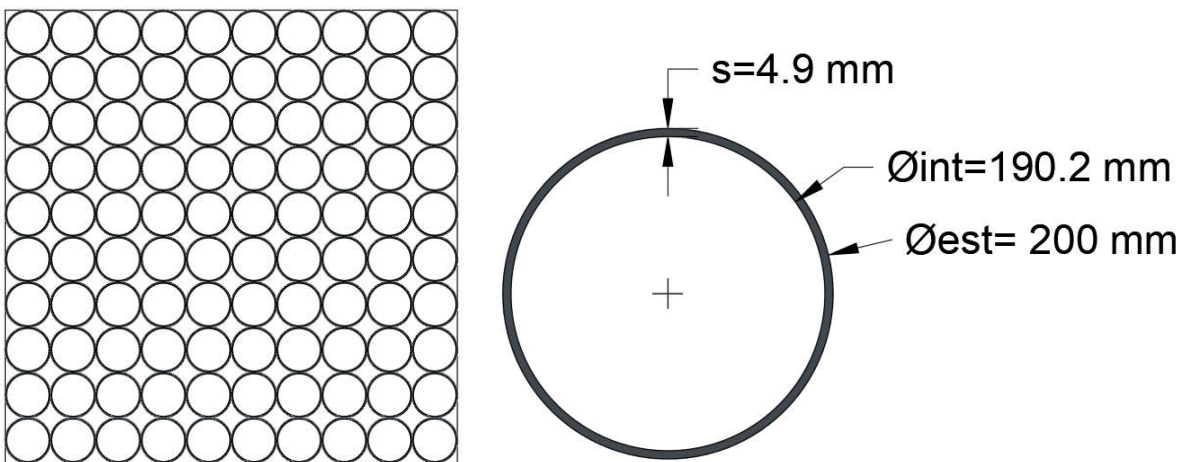


Figura 78: Disposizione (a sinistra) e caratteristiche del tubo scelto di diametro 200 mm (a destra)

5.5.2 Progetto del cassone in calcestruzzo

Sottraendo dal peso immerso W_{imm} complessivo dell'ancora il peso immerso dei tubi $W_{imm\ tubi}$ è possibile calcolare il peso immerso di calcestruzzo necessario $W_{imm\ cls}$ e da esso il volume di calcestruzzo V_{cls} , dati fondamentali per progettare al meglio il cassone in calcestruzzo.

$$W_{imm\ cls} = W_{imm} - W_{imm\ tubi} = 337.6 - 15.18 = 322.45\ ton$$

$$V_{cls} = \frac{W_{imm\ cls}}{(\rho_{cls} - \rho_w)} = 240.64\ m^3$$

Dove

- $\rho_{cls} = 23.5\ kN/m^3$ densità del calcestruzzo
- $\rho_w = 10.1\ kN/m^3$ densità dell'acqua di mare

Il passo successivo è proprio la progettazione di un cassone che soddisfi il volume di calcestruzzo necessario appena calcolato e che possa contenere il volume d'aria, come progettato al capitolo precedente. In tabella sono riportate le dimensioni scelte per il cassone.

l(m)	19.76	lunghezza lato maggiore
b(m)	11.16	lunghezza lato minore
H(m)	3.16	altezza cassone
Ssup(m)	0.28	spessore soletta superiore
Sinf(m)	0.28	spessore soletta inferiore
Pest(m)	0.28	spessore pareti esterne
Pint(m)	0.15	spessore setti interni
c(m)	0.5	sporgenza triangoli laterali
Lc(m)	2	lato cella quadrata
Hc(m)	2.6	altezza cella
n° celle	45	
n° celle in b	5	
n° celle in l	9	

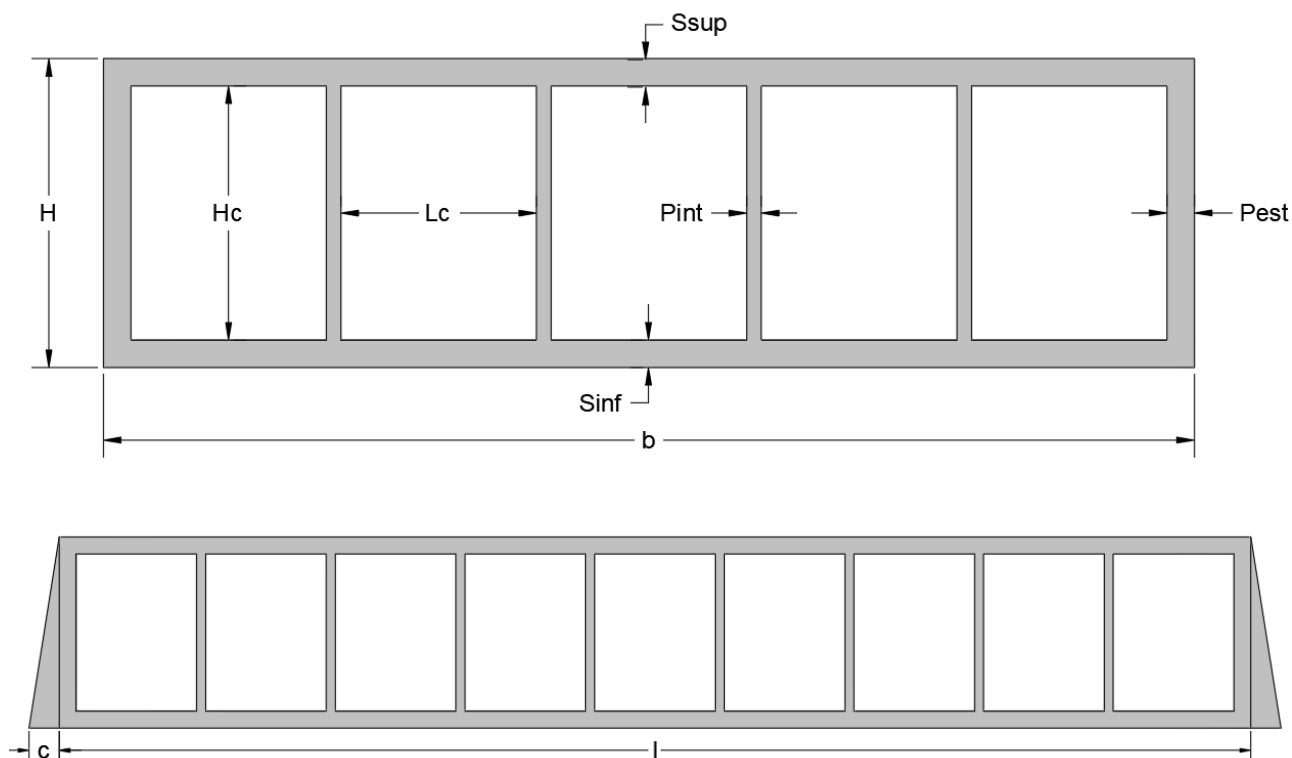


Figura 79: Schema delle dimensioni del cassone in calcestruzzo: sezione trasversale (sopra) sia di una longitudinale (sotto)

		V(m ³)
Pareti esterne + setti interni	1	105.36
Soletta superiore	2	61.75
Soletta inferiore	3	61.75
Mensole triangolari	4=Vm	17.63
tot		246.48

Il cassone così progettato soddisfa il volume di calcestruzzo necessario calcolato, infatti:

$$246.48 \text{ m}^3 > 240.64 \text{ m}^3$$

Inoltre, la scelta di avere un cassone di base rettangolare deriva dalla necessità di soddisfare la distanza alla quale le due linee di ancoraggio verranno fissate, in modo tale da rispettare l'angolo di inclinazione delle linee di ancoraggio rispetto all'orizzontale pari a 40° e la posizione di lavoro del dispositivo GEMSTAR, ossia alla profondità di 10 m dalla superficie del mare. Mentre la scelta di disporre due porzioni triangolari aggiuntive lungo il lato minore del cassone deriva dalla volontà di cercare in qualche modo di sfruttare a proprio vantaggio la forza di corrente che investe il cassone, infatti l'azione della forza sulla parete inclinata determina la scomposizione della forza stessa, la cui componente verticale agisce proprio in favore dell'ancoraggio del sistema.

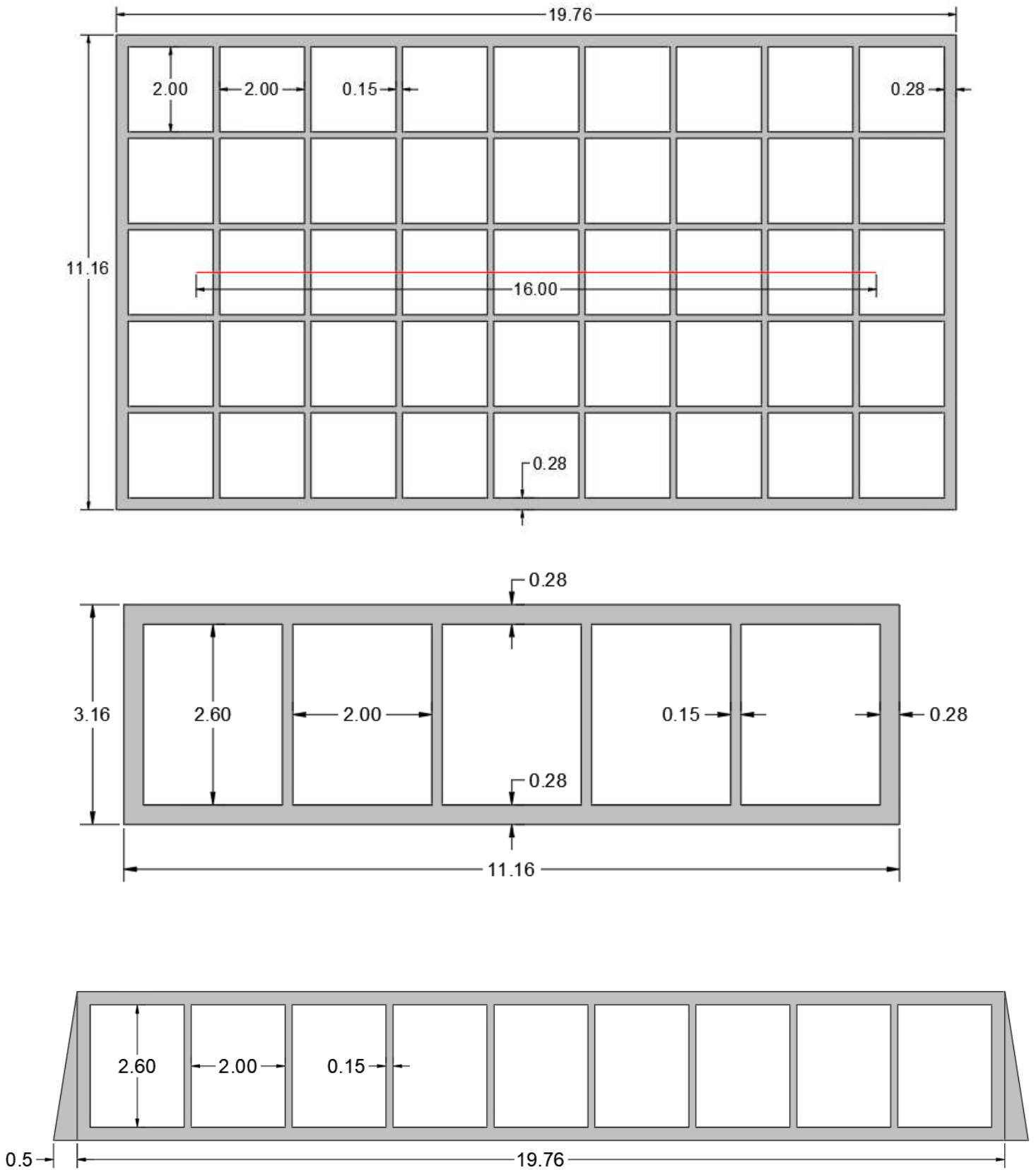


Figura 80: Dimensioni del cassone progettato, in ordine pianta, sezione trasversale e sezione longitudinale

Il peso del cassone in calcestruzzo $W_{dry\ cls}$ risulta essere:

$$W_{dry\ cls} = \gamma_{cls} * V_{cls} = 5792.3\ kN \approx 579.2\ ton$$

Mentre il suo peso immerso $W_{imm\ cls}$ è

$$W_{imm\ cls} = W_{dry\ cls} * \frac{(\rho_{cls} - \rho_w)}{\rho_{cls}} = 3302.85\ kN \approx 330.28\ ton$$

Il peso immerso complessivo dell'ancora così progettata sarà pari a

$$W_{imm\ ancora\ progettata} = W_{imm\ cls} + W_{imm\ tubi} = 330.28 + 15.18 = 345.46\ ton$$

L'ancora progettata soddisfa i requisiti fondamentali richiesti, quali:

- il peso immerso dell'ancora progettata di 345.46 ton è superiore al peso immerso di 337.6 ton necessario per tenere il sistema ancorato al fondale;
- durante la fase di sospensione l'ancora avrà il peso ridotto desiderato, pari a sole 13 ton
 $W_{imm\ ancora\ progettata} - S_{aria\ tubi} = 345.46 - 332.43 \approx 13\ ton$;
- altezza dell'ancora contenuta, pari a 3.16 m, per consentire al dispositivo GEMSTAR di lavorare nelle migliori condizioni possibili.

Stima costo cassone

Consultando il prezzo della regione Sicilia, la sezione 17.3 Massi e Cassoni, in particolare 17.3.4, riporta il prezzo di 259.27 € per ogni m^3 vuoto per pieno per la realizzazione di una infrastruttura costituita da cassone galleggiante cellulare di qualunque dimensione in conglomerato cementizio armato. Il cassone in calcestruzzo appena progettato avrebbe quindi un costo di

$$V_{ingombro} = H * b * l + V_m = 714.48\ m^3$$

$$costo\ cassone = V_{ingombro} * 259.27\ €/m^3 = 185'243\ €$$

5.6 Verifica di galleggiamento

È necessario svolgere la verifica di galleggiamento del ancora progettata sia in termini di immersione i [m], sia di stabilità.

Calcolo dell'immersione i :

$$W_{ancora} = \gamma_w * V_{imm} = \gamma_w * \{V_{tot} - [l * b * (H - i)]\}$$

$$i = \frac{W_{ancora} - \gamma_w * V_m}{\gamma_w * b * l} = 2.77 \text{ m}$$

Dove

- $W_{ancora} = W_{dry\ ancora} = 6337.2 \text{ kN}$
- $\gamma_w = 10.1 \text{ kN/m}^3$ peso specifico dell'acqua di mare
- $V_m = 17.63 \text{ m}^3$ volume delle mensole triangolari
- $b = 11.16 \text{ m}$ lunghezza lato minore
- $l = 19.76 \text{ m}$ lunghezza lato maggiore

quindi il franco durante il galleggiamento sarà pari a $H - i = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$.

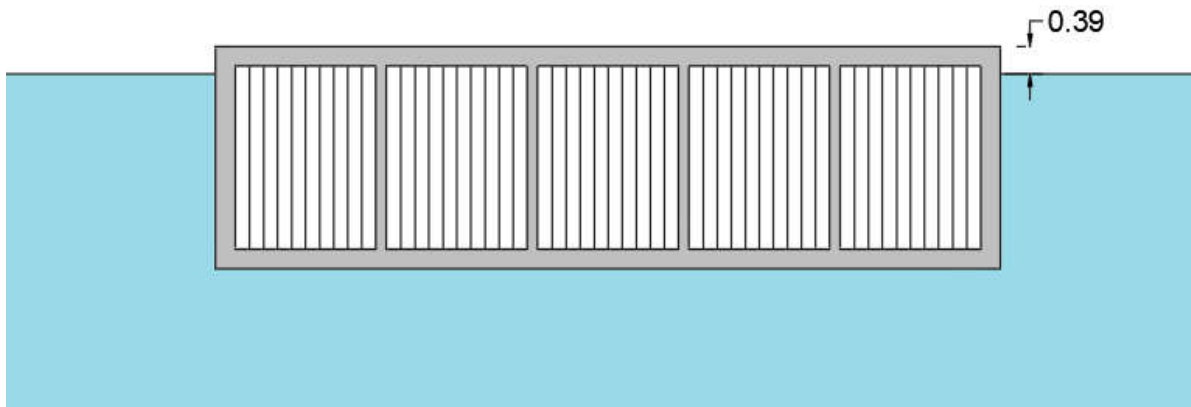


Figura 81: Cassone durante il galleggiamento

La verifica di stabilità del galleggiamento è una verifica fondamentale per la fase di trasporto del cassone al sito. È necessario che il cassone vuoto sia in condizioni di galleggiamento stabile, cioè sia in grado di ritornare in posizione in modo autonomo anche in caso di forti oscillazioni dovute al moto ondoso.

Si definisce centro di carena C il baricentro del volume immerso del cassone ed in condizioni di riposo giace sullo stesso asse del baricentro dell'intero cassone G . Inclinando il corpo, il centro di carena viene a trovarsi in una nuova posizione C' , cioè baricentro del nuovo volume immerso.

Affinché l'equilibrio del cassone sia stabile, è necessario che la coppia di forza peso e spinta di Archimede applicate rispettivamente in G e C sia in grado di riportare il corpo alla posizione iniziale. La proiezione verticale del punto C' sull'asse baricentrico individua un punto detto metacentro M: se M sta sopra G allora condizione di galleggiamento stabile.

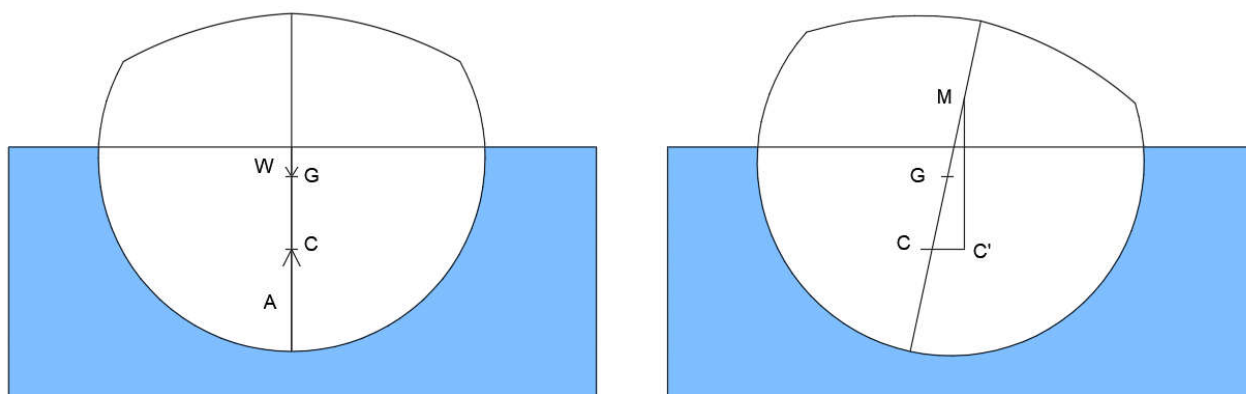


Figura 82: Schema di un corpo galleggiante con indicazione di G,C e M

Per determinare il baricentro del cassone, il cassone è stato suddiviso in aree più semplici, colorate nella figura sottostante, e per ciascuna di esse è stato calcolato il momento statico S_y , necessario per calcolare la coordinata y_G .

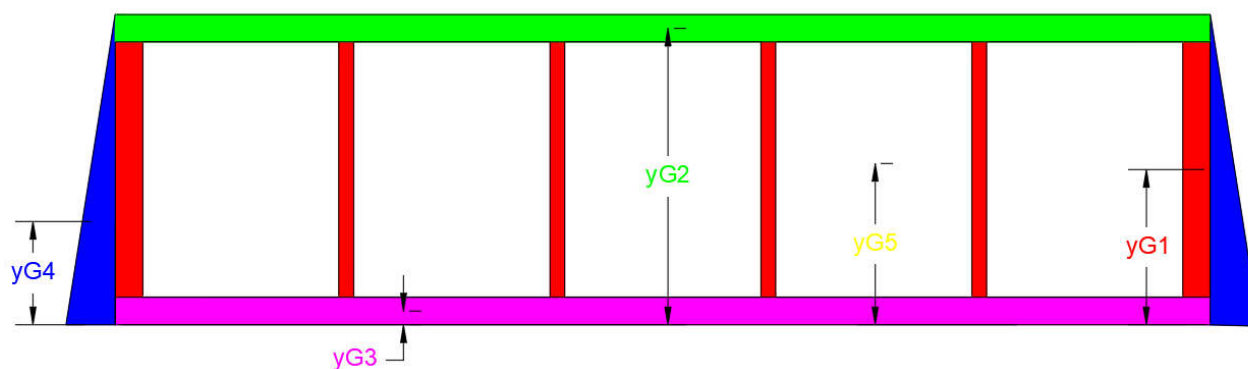


Figura 83:Schema della suddivisione del cassone in aree più semplici, ciascuna con la rispettiva y_G

		V(m3)	y_G (m)	S_y (m4)
pareti+setti interni	1	105.36	1.58	166.46
soletta superiore	2	61.75	3.02	186.47
soletta inferiore	3	61.75	0.14	8.64
mensole triangolo	4=Vm	17.63	1.053	18.57
tubi	5	35	1.58	55.19
	tot	281.41		435.34

Dove

$$S_{yi} = V_i * y_{Gi} \quad i = 1, \dots, 5$$

$$V_1 = (l * b * H) - V_2 - V_3 - (Lc * Lc * Hc * n^{\circ}celle)$$

$$V_2 = l * b * S_{sup}$$

$$V_3 = l * b * S_{inf}$$

$$V_4 = \left(c * \frac{H}{2}\right) * b$$

$$V_{tubi} = V_5 = \pi * \frac{(\phi_{est}^2 - \phi_{int}^2)}{4} * Hc * n^{\circ}tubi\ cella * n^{\circ}celle$$

$$y_{G1} = y_{G5} = \frac{Hc}{2} + S_{inf}$$

$$y_{G2} = \frac{S_{sup}}{2} + Hc + S_{inf}$$

$$y_{G3} = \frac{S_{inf}}{2}$$

$$y_{G4} = \frac{H}{3}$$

Il baricentro del cassone sarà pari a

$$y_G = \frac{S_{ytot}}{V_{tot}} = 1.55\ m$$

Si può procedere ora in modo analogo per il calcolo del centro di carena C, ossia baricentro della porzione di cassone immersa:

	V(m3)	yC(m)	Sy(m4)
fusto immerso	609.81	1.38	843.16
mensole triangolari	17.63	1.05	18.573
tot	627.44		861.73

Dove

$$V_{fusto\ immerso} = i * b * l$$

$$y_{cfusto} = \frac{i}{2}$$

$$S_{yi} = V_i * y_{ci}$$

Il centro di carena C avrà coordinata yc pari a

$$y_C = \frac{S_{y_{tot}}}{V_{tot}} = 1.37 \text{ m}$$

Infine si procede al calcolo del metacentro M, calcolando prima il raggio metacentrico r come di seguito

$$r = \frac{b^2}{12 * i} = 3.75 \text{ m}$$

E poi

$$y_M = y_C + r = 5.12 \text{ m}$$

Affinché il galleggiamento sia stabile è necessario che la riserva di galleggiamento sia maggiore di 0.3-0.5. La verifica risulta soddisfatta e quindi il galleggiamento del cassone sarà stabile durante la fase di trasporto.

$$y_M - y_G = 3.6 \text{ m} > 0.5$$

Capitolo VI

FASI DI INSTALLAZIONE DELL'ANCORA

Questo capitolo presenta una panoramica riassuntiva di quelle che sono le tre fasi principali in cui si può suddividere l'operazione di installazione dell'ancora.

6. Fasi di installazione dell'ancora

Fase di trasporto

Il cassone viene trainato da una apposita imbarcazione dal bacino di carenaggio al sito di installazione. In questa fase il cassone è completamente vuoto, ossia c'è la sola struttura in calcestruzzo e i tubi al suo interno, ed avendo un'immersione pari a 2.77 m allora la porzione emersa è di 39 cm.

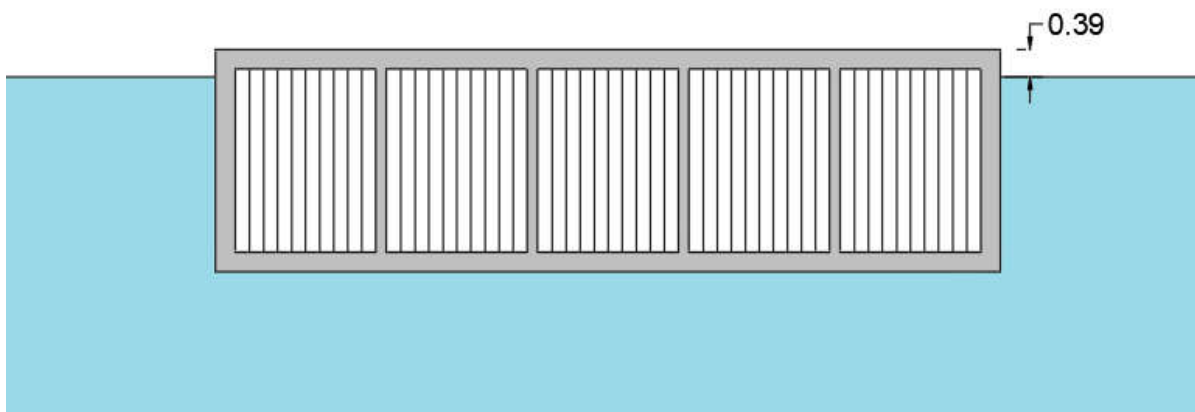


Figura 84: Ancora durante la fase di trasporto al sito di installazione

Fase di sospensione

Giunti al sito di installazione, lo spazio vuoto tra i tubi in PVC e lo scheletro in calcestruzzo del cassone pari a 100.65 m^3 viene riempito d'acqua con una pompa in modo da affondare il cassone, il quale, sorretto da una barra pescatrice o da due argani posti su un pontone modulare, potrà essere posato sul fondale.

$$V_{\text{spazi tra tubi e cls}} = (L_c^2 * H_c * n^{\circ} \text{celle}) - V_{\text{aria tubi}} - V_{\text{tubi}} = 100.65 \text{ m}^3$$

Essendo 0 il peso immerso dell'acqua allora il peso immerso dell'ancora durante la fase in sospensione sarà:

$$\begin{aligned} W_{\text{imm ancora in sospensione}} &= W_{\text{imm cls}} + W_{\text{imm tubi}} - S_{\text{aria tubi}} = 330.28 + 15.18 - 332.43 \\ &= 13 \text{ ton} \end{aligned}$$

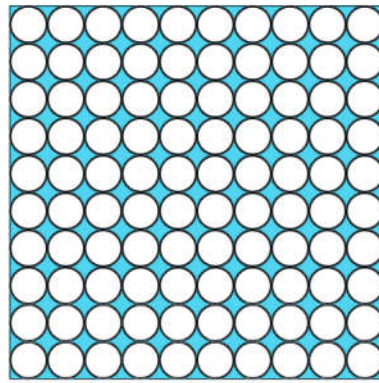


Figura 85: Cella del cassone durante la fase in sospensione, ossia riempimento degli spazi tra i tubi con acqua per l'affondamento

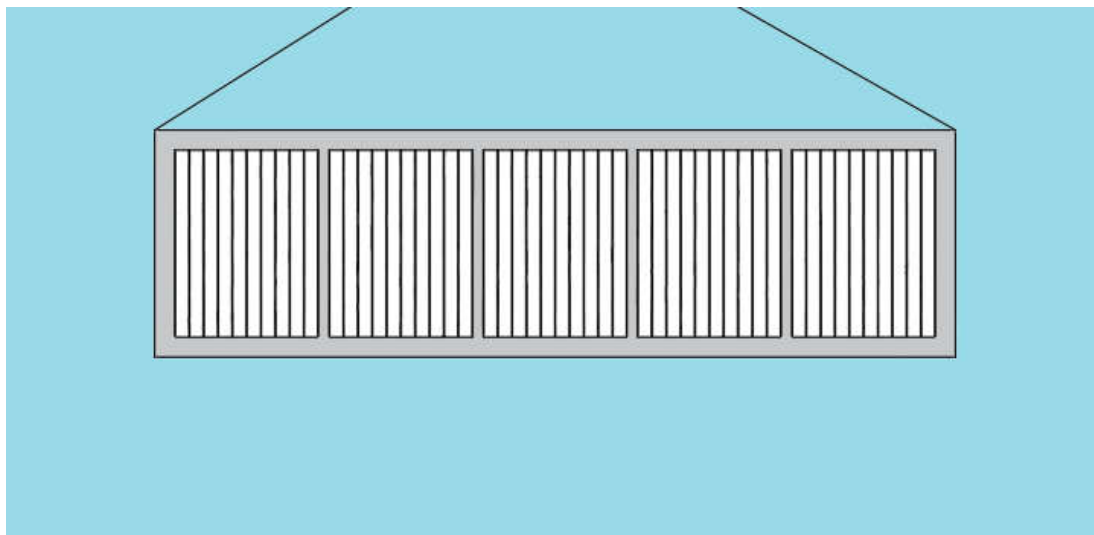
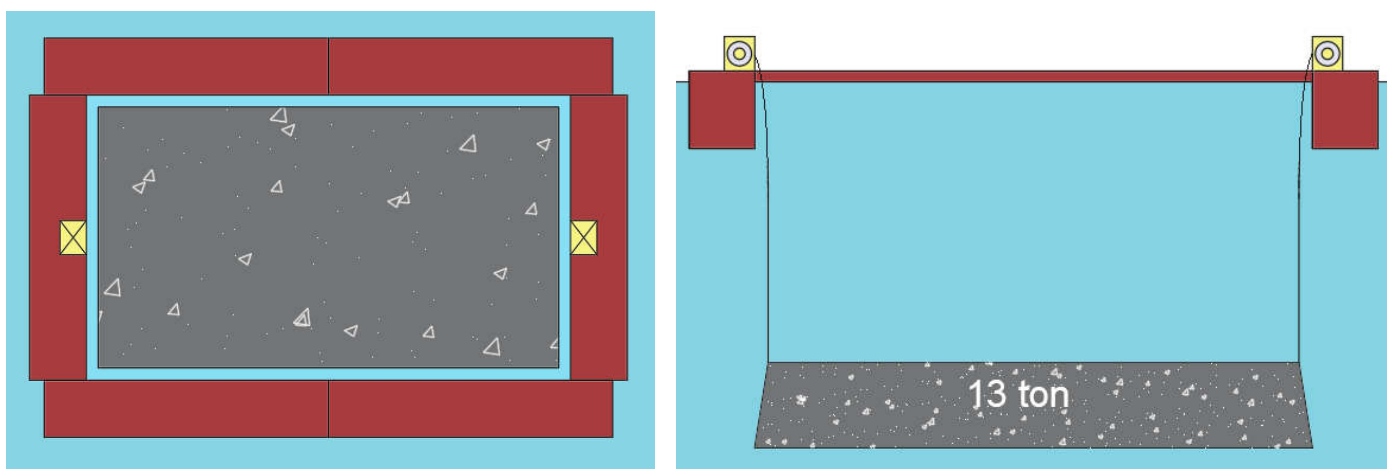


Figura 86: Ancora durante la fase in sospensione retta da argani (sopra) o barra pescatrice (sotto)

Fase di posa

I tubi vengono riempiti anch'essi d'acqua e il cassone viene così definitivamente assicurato al fondale. L'ancora sarà soggetta ad una spinta di Archimede verso l'alto S pari a

$$S = \gamma_w * V_{ingombro} = 7216.26 \text{ kN} \approx 721.6 \text{ ton}$$

Allora il peso dell'ancora sul fondo sarà pari a

$$W_{ancora \text{ sul fondo}} = W_{dry \text{ cls}} + W_{dry \text{ tubi}} + W_{acqua \text{ tubi}} + W_{acqua \text{ spazi tubi e cls}} - S = 349.5 \text{ ton}$$

Dove

- $W_{dry \text{ cls}} = 579.2 \text{ ton}$
- $W_{dry \text{ tubi}} = 54.5 \text{ ton}$
- $W_{acqua \text{ tubi}} = \gamma_w * V_{aria \text{ tubi}} = 335.75 \text{ ton}$
- $W_{acqua \text{ spazi tubi e cls}} = \gamma_w * V_{spazi \text{ vuoti tubi e cls}} = 101.65 \text{ ton}$

Altro modo equivalente per il medesimo calcolo

$$W_{ancora \text{ sul fondo}} = W_{imm \text{ ancora in sospensione}} + W_{acqua \text{ tubi}} = 13 + 335.75 = 349 \text{ ton}$$

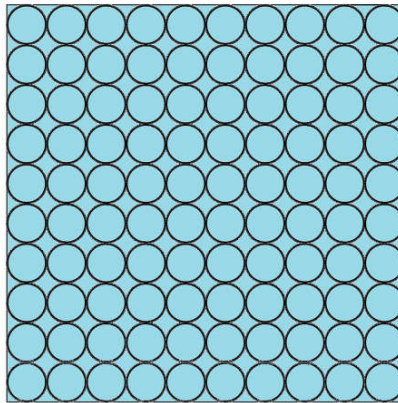


Figura 87: Cella del cassone durante la posa, ossia i tubi vengono anch'essi riempiti di acqua

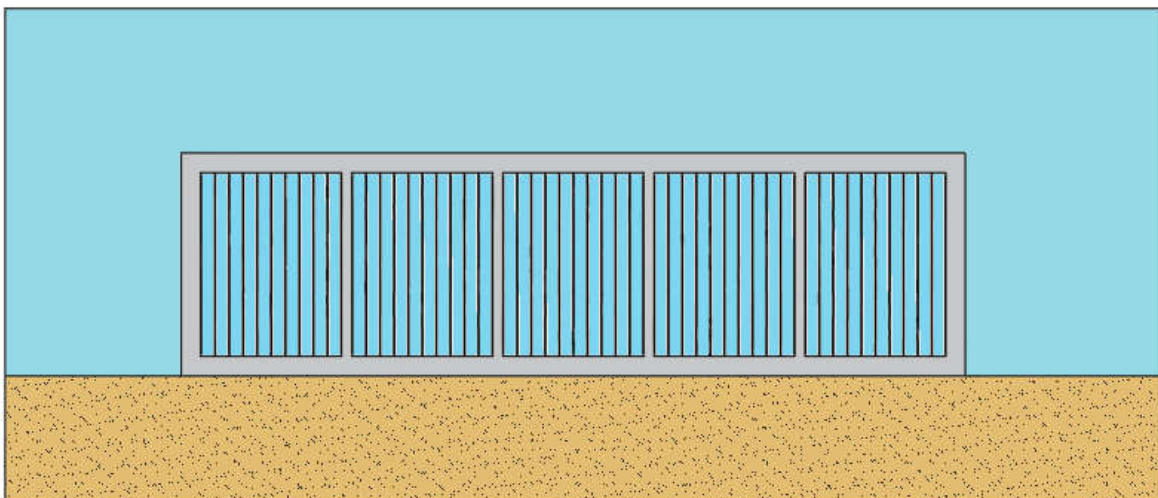


Figura 88: Ancora assicurata al fondale

Capitolo VII

LINEE DI ANCORAGGIO

In questo capitolo vengono presentate la tipologia di linea di ancoraggio scelta e una stima approssimativa del relativo costo.

7. Linee di ancoraggio

Nota l'altezza dell'ancora H pari a 3.16 m, l'inclinazione dei cavi rispetto all'orizzontale pari a $\delta_i=40^\circ$, il raggio delle turbine R di 6 m e la profondità di lavoro a cui deve essere posto il dispositivo GEMSTAR, ossia almeno 10 m dalla superficie del mare, è possibile stimare la lunghezza dei cavi inferiori e superiore.

Il cavo superiore avrà una lunghezza di 7 m, mentre i cavi inferiori di circa 10.5 m ciascuno, come riportato in figura. Sono stati scelti cavi in corda sintetica.

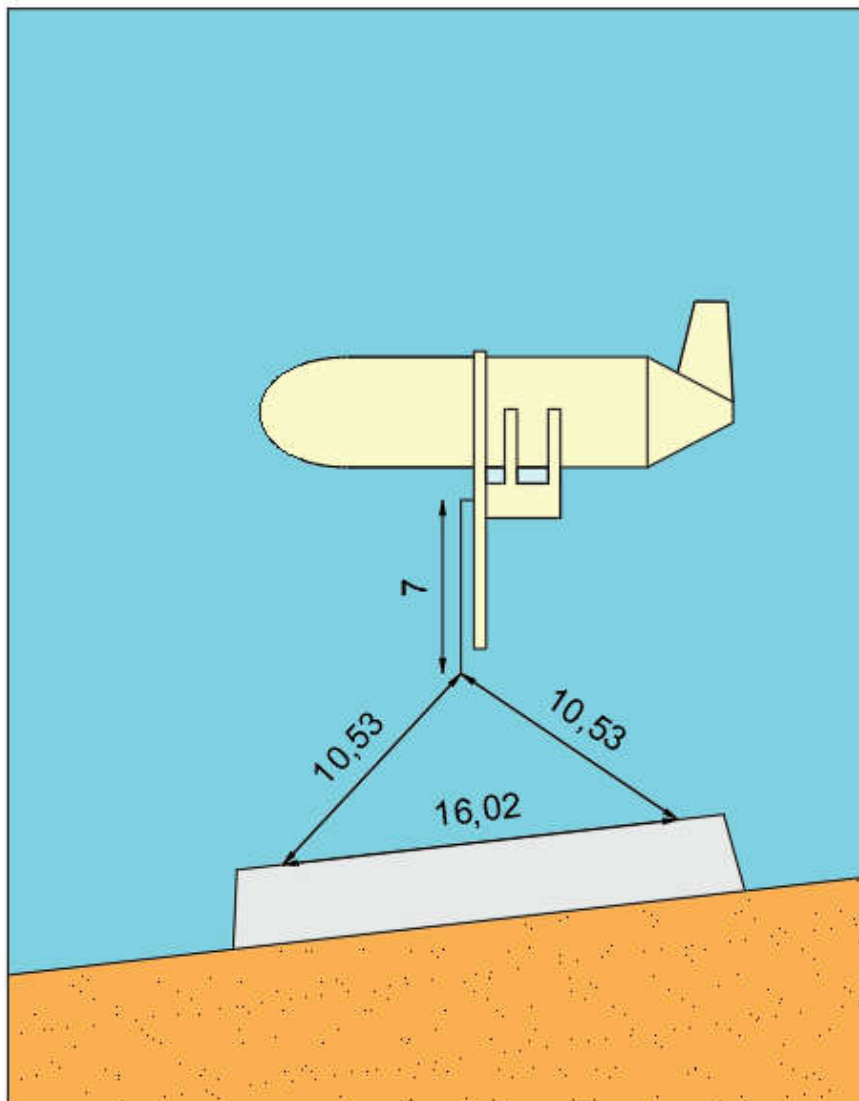


Figura 89:Disegno CAD del sistema di ancoraggio in condizione di velocità nulla con indicazione della lunghezza delle linee di ancoraggio

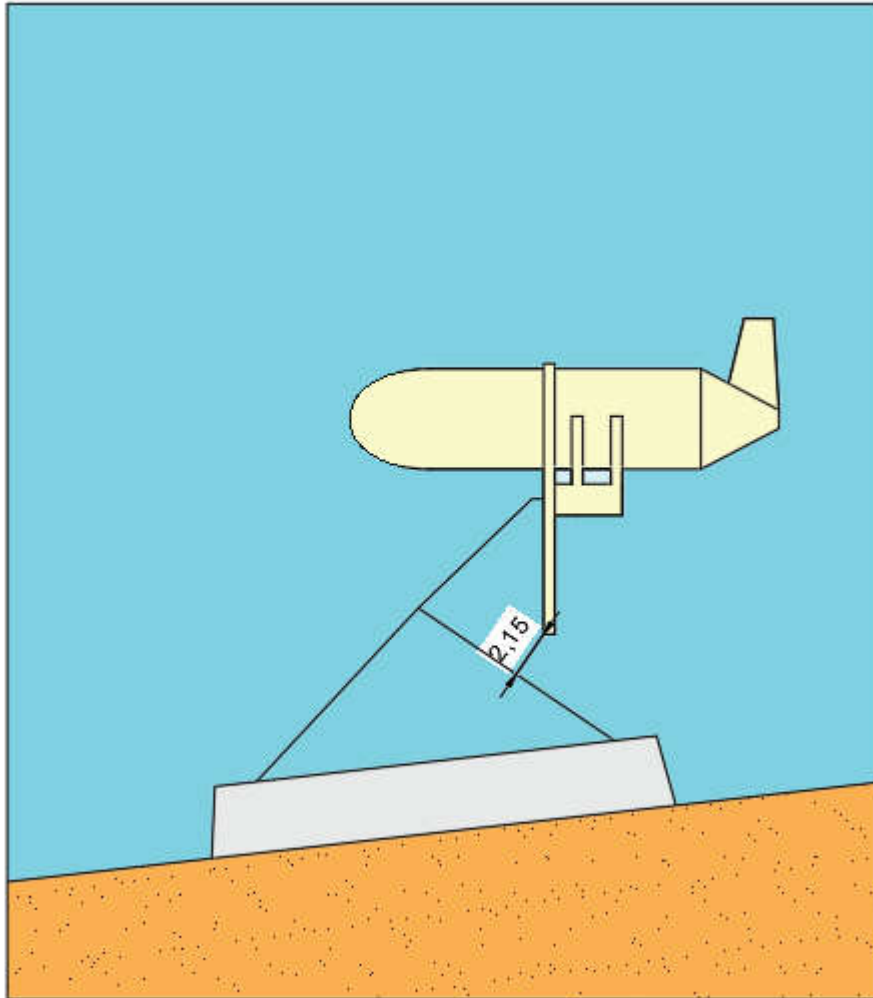


Figura 90:Disegno CAD del sistema di ancoraggio in condizione di velocità non nulla

Per quanto riguarda il cavo di ancoraggio superiore, il valore di tensione più alto a cui è sottoposto, calcolato in precedenza, è pari a 1915 [kN] e sulla base di questo valore verrà scelto il cavo più adatto. A titolo di esempio si propone la seguente alternativa dal catalogo dei prodotti dell'azienda “Katradis” (www.katradis.com): il modello di corda sintetica SPECTRA-SIRI® S12 COVERED, costituita da un'anima portante a 12 fili (fibre Spectra®) e da una guaina protettiva intrecciata. Questa struttura di corda sintetica è solida, rotonda e priva di torsione e soprattutto offre valori di carico minimo di rottura (MBL) in grado di soddisfare il valore massimo di tensione a cui sarà soggetto il cavo.

Diametro (mm)	Peso (kg/m)	LDBF (ton)	MBL (ton)
48	1.975	177.9	195.7



Figura 91: Modello di corda sintetica SPECTRA-SIRI® S12 COVERED dal catalogo dei prodotti dell'azienda "Katradis"

Una stima del costo può essere fatta tramite la formula proposta da Sam Sangsoo Ryu et al per funi metalliche, infatti il costo delle corde sintetiche sarà di non troppo maggiore rispetto a quest'ultimo:

$$\text{costo} = 0.03415 * L * d^2$$

Dove L è la lunghezza in m, d è il diametro in mm e costo è espresso in USD. Il costo della corda sintetica superiore è di circa 600 €.

Dal momento che i cavi inferiori saranno al massimo soggetti ad una tensione di 1932 kN allora è stata scelta la stessa corda sintetica già usata per il cavo superiore. Il costo delle due corde inferiori è circa di 1700 €.

Capitolo VIII

ELEMENTI ACCESSORI: shackle e swivel

In questo capitolo vengono presentati gli elementi aggiuntivi necessari per completare il sistema di ancoraggio a due linee di ancoraggio, quali tre shackle e uno swivel.

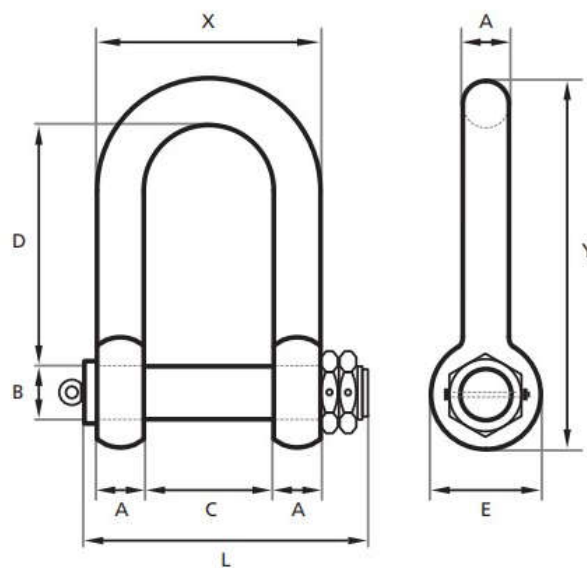
8. Elementi accessori: shackle e swivel

Uno shackle deve essere posizionato nel punto in cui il cavo superiore si aggancia a quelli inferiori, per consentire il corretto allineamento del cavo superiore con GEMSTAR. Ulteriori due shackle dovranno essere posti nel punto in cui ciascuno dei due cavi inferiori deve essere fissato all'ancora.

Considerando le tensioni a cui sono soggetti i cavi, a titolo di esempio si propone la seguente alternativa dal catalogo dei prodotti dell'azienda "SOTRA" (www.sotra.net): il modello Heavy duty double nut shackle di dimensioni tali da sopportare un limite di carico di lavoro (WLL) di 200 tonnellate.

HEAVY DUTY DOUBLE NUT SHACKLE

HAWSER SHACKLE



A	B	C	D	E	L	X	Y	Thimble size	Weight	WLL	MBL
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	inch	Kgs	ton	ton
50	65	140	285	115	345	240	425	8½ - 10	23	34	170
70	76	175	350	165	430	315	541	11 - 13	59	60	300
80	90	220	390	178	505	380	604	14 - 15	85	85	425
90	100	254	430	210	575	434	675	16 - 18	122	110	550
100	114	290	480	235	620	480	755	19 - 21	170	130	650
125	133	300	600	265	695	550	924	19 - 21	282	200	1000
130	144	333	720	280	735	593	1075	22 - 24	349	225	1125

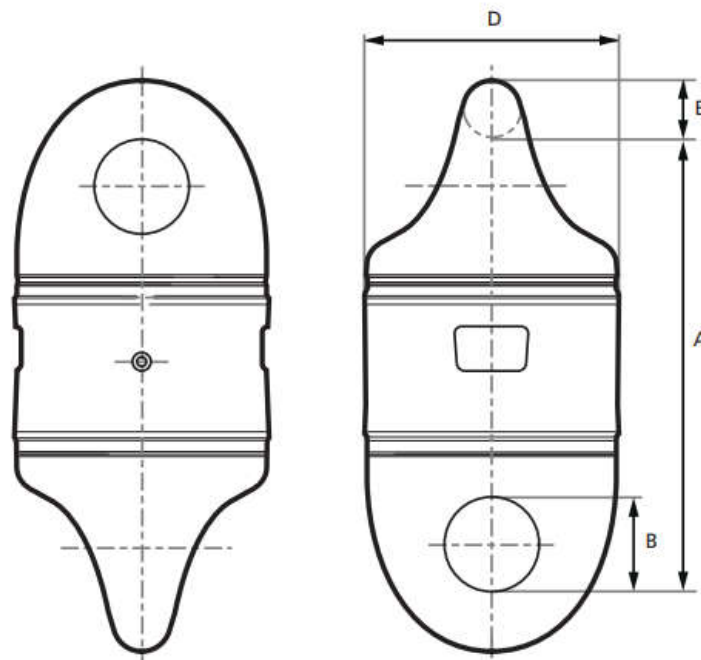
Figura 92: Heavy duty double nut shackle (da SOTRA "Anchor & chain handbook")

Al termine del cavo superiore, subito prima del GEMSTAR, dovrebbe essere installato un elemento swivel per consentire la corretta capacità di rotazione del GEMSTAR al variare della direzione della corrente, data la capacità di auto allineamento del TEC.

Considerando le tensioni agenti, a titolo di esempio si propone la seguente alternativa dal catalogo dei prodotti dell'azienda "SOTRA" (www.sotra.net): il modello C-Tech swivel di misura 51 [mm], Grado R4, fornisce un valore MBL sufficiente di 2952 [kN].

SWIVEL

C-TECH SWIVEL



Grade R4

Size	Kenter	PL	MBL	A	B	C	D	Weight ±
mm	mm	kN	kN	mm	mm	mm	mm	kg
51	51-64	2327	2952	450	51	80	220	100
64	64-76	3440	4364	540	64	100	275	187
76	76-89	4731	6001	605	76	120	325	284
89	89-102	6310	8004	670	89	140	380	427
102	102-114	8054	10217	755	102	160	435	627

Figura 93: : C-Tech swivel (da SOTRA "Anchor & chain handbook")

Capitolo IX

COSTO COMPLESSIVO DEL SISTEMA DI ANCORAGGIO

Di seguito viene riportata una panoramica riassuntiva del costo delle diverse componenti dell'ancora progettata, a cui dovrà successivamente essere aggiunto il costo di installazione.

9. Costo complessivo del sistema di ancoraggio

Di seguito viene riportata una panoramica riassuntiva del costo delle diverse componenti dell'ancora progettata, a cui dovrà successivamente essere aggiunto il costo di installazione.

Componente	Costo [€]
Cassone in calcestruzzo	185'243
Tubi PN 6	168'948
Cavi in corda sintetica	2'300
3x Heavy duty double nut shackle	
C-Tech swivel	
Totale	356'491

Capitolo X

CONCLUSIONI

Il progetto del sistema innovativo di ancoraggio di GEMSTAR presentato potrebbe rappresentare una buona soluzione, in quanto soddisfa gran parte dei requisiti elencati al capitolo 5.1.

Il sistema di ancoraggio, nello specifico l'ancora, è stato infatti realizzato utilizzando materiali adatti a lavorare in un ambiente aggressivo come quello marino, in modo da contenere il più possibile la corrosione; la scelta della tipologia di ancora a peso morto e la sua progettazione innovativa hanno reso l'ancora adatta all'installazione sia su fondale marino in roccia debole sia ad elevate profondità (35 m). Inoltre, l'ancora progettata non compromette la prestazione del dispositivo GEMSTAR, grazie anche alla sua altezza contenuta di 3.16 m. Importante è la presenza di un certo grado di ridondanza, data dalla presenza di due cavi, caratteristica che consente anche di limitare l'impronta sul fondale del dispositivo e quindi renderebbe possibile l'installazione di più dispositivi vicini.

Un aspetto di particolare rilevanza da tenere in considerazione è il tempo di installazione dell'ancora sul fondale. L'installazione deve avvenire in tempi brevi perché breve è l'intervallo di tempo, corrispondente al cambio di direzione della corrente di marea, in cui la velocità di corrente è nulla, condizione ideale e necessaria per l'installazione di un'ancora, che altrimenti, soggetta alla spinta della corrente, potrebbe cadere e rompersi. L'intervallo di tempo utile è di circa un'ora.

Dall'altro lato l'ancora progettata presenta alcune difficoltà operative, o meglio aspetti che richiedono uno studio più approfondito, primo fra tutti l'apertura dei tubi in PVC posti nelle celle del cassone: è necessario ideare una procedura semplice ed al contempo efficace che consenta di riempire di acqua i tubi una volta che l'ancora viene posata sul fondale. Installare in ciascuna cella una massa di tubi tra loro connessi, in modo tale che una sola apertura per cella possa essere sufficiente, oppure realizzare la chiusura dei tubi con una sorta di filtro o comunque un materiale che lasci passare l'acqua. Entrambe le soluzioni ipotizzate probabilmente richiederebbero un tempo non indifferente affinché si giunga alla condizione desiderata, ossia tutti i tubi pieni d'acqua, di conseguenza sarebbe possibile agganciare il dispositivo all'ancora solo successivamente, ad operazione completata.

Una possibile alternativa all'ancora a peso morto proposta potrebbe essere l'utilizzo di pali, in quanto sono un tipo di ancora adatto al fondale che caratterizza lo stretto di Messina, ossia roccia debole. Tale tipo di ancora, che risulterebbe troppo costoso per l'installazione di un singolo device, potrebbe invece rappresentare una buona soluzione nel caso in cui si vogliano installare molti device, a creare una fattoria energetica: infatti dopo un notevole investimento iniziale per la

realizzazione di un apposito Rover, i costi di installazione di ogni singolo device risulterebbero più contenuti. Una delle ditte che potrebbe realizzare il Rover è la Comacchio Spa di Riese Pio X (TV).

Capitolo XI

BIBLIOGRAFIA

- Bañuelos-García, F., Ring, M., Mendoza, E., & Silva, R. (2021). A Design Procedure for Anchors of Floating Ocean Current Turbines on Weak Rock. *Energies*, 14(21), 7347.
- Berthelot, P., Puech, A., & Ropers, F. (2020). *RECOMMENDATIONS FOR PLANNING AND DESIGNING FOUNDATIONS OF OFFSHORE WIND TURBINES* (Doctoral dissertation, French Society on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (CFMS)).
- Bowie, A. E. (2012). Flexible moorings for tidal current turbines. *University of Strathclyde: Glasgow, UK*.
- Catalogo tubi PN6 (https://plastmec.it/wp-content/uploads/Plastmec_Catalogo2021_WEB.pdf)
- Chaplin C. R. (2001). Torsional failure of a wire rope mooring line during installation in deep water. Failure analysis case studies II, 45-60.
- Coiro D., Coppola M., Di Noia L. P., Troise G., Bizzarrini N., Lazzarini G. (2019), Coupling fixed pitch rotor design to PMG de-fluxing control for GEMSTAR marine current turbine. IEEE, 680-689.
- Coiro D., De Marco A., Scherilo F., Maisto U., Familio R., Troise G. (2009), Harnessing marine current energy with tethered submerged systems: experimental tests and numerical model analysis of an innovative concept. IEEE, 76-86.
- Coiro D., Troise G. (2012), Stima della produzione energetica da correnti marine nello Stretto di Messina. *Ricerca di Sistema Elettrico*, 23-35, 42, 43.
- Coiro D., Troise G., Ciuffardi T., Sannino G. (2013), Tidal current energy resource assessment: the Strait of Messina test case. IEEE, 213-220.
- Cucco, A., Quattrocchi, G., Olita, A., Fazioli, L., Ribotti, A., Sinerchia, M., ... & Sorgente, R. (2016). Hydrodynamic modelling of coastal seas: the role of tidal dynamics in the Messina Strait, Western Mediterranean Sea. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 16(7), 1553-1569.
- Davidson J., Ringwood J. (2017), Mathematical modelling of mooring systems for wave energy converters – a review. *Energies*, 6.
- DNVGL-OS-E301 Position mooring. 60-61.
- DNVGL-ST-0119 Floating wind turbine structure. 106-116.
- [GEM | SeaPower \(seapowerscrl.com\)](#)
- [GEMSTAR – LIGHTING UP THE FUTURE TOGETHER](#)
- Harris, R. E., Johanning, L., & Wolfram, J. (2004). Mooring systems for wave energy converters: A review of design issues and choices. *Marec2004*.
- KATRADIS. (<https://www.katradis.com/our-products/wire-ropes/standard-wire-ropes/hypermax-6s-class-6x36-ws-steel-core-iwrc/>).
- Longhitano, S. G. (2018). Between Scylla and Charybdis (part 1): the sedimentary dynamics of the modern Messina Strait (central Mediterranean) as analogue to interpret the past. *Earth-Science Reviews*, 185, 259-287.
- Longhitano, S. G. (2018). Between Scylla and Charybdis (part 2): The sedimentary dynamics of the ancient, Early Pleistocene Messina Strait (central Mediterranean) based on its modern analogue. *Earth-Science Reviews*, 179, 248-286.

Maree ([Ocean Tides: Introduction, Origin and Types | Ocean Tides | Geography \(geographynotes.com\)](#))

Maree ([What are tides? \(noaa.gov\)](#))

[Marine Power Project :: Marine Current Energy \(strath.ac.uk\)](#)

MarineTraffic ([www.marinetraffic.com](#)).

Perri, F., Dominici, R., Le Pera, E., Chiocci, F. L., & Martorelli, E. (2016). Holocene sediments of the Messina Strait (southern Italy): relationships between source area and depositional basin. *Marine and Petroleum Geology*, 77, 553-566.

Prezzario regione Sicilia 2019

SOTRA Anchor & Chain. (<https://www.sotra.net/>).

Stretto di Messina. Wikipedia. (https://it.wikipedia.org/wiki/Stretto_di_Messina).

[Tabelle proprietà fisiche dei materiali plastici. \(engineerplant.it\)](#)

Taylor R. J. (1982). Interaction of anchors with soils and anchor design. Naval Facilities Engineering Command, 7, 25-30.

[The future of renewable energy | Minesto](#)

[Tidal devices : EMEC: European Marine Energy Centre](#)

[Tidal Energy - Definition, Characteristics, Uses, Advantages and Disadvantages \(vedantu.com\)](#)

[Tidal Power - Tidal Stream Generator](#)

[Tidal Power as a Predictable Energy Resource \(alternative-energy-tutorials.com\)](#)