



**CENTRALE EOLICA OFFSHORE BRINDISI
PARCO EOLICO MARINO ANTISTANTE LE COSTE DI BRINDISI -
SAN PIETRO VERNOTICO E TORCHIAROLO**

PROGETTO DEFINITIVO

<p>ELABORATO</p> <p>PRO-REL-13</p>	<p>TITOLO</p> <p align="center">IMPOSTAZIONI ED ANALISI STRUTTURALE DEL CORPO FONDARIO PER TURBINA A MARE</p>	<p>SCALA</p> <p align="center">—</p>
-------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------

Responsabile Progetto: Prof. Giuseppe Cesario Calò

Committente



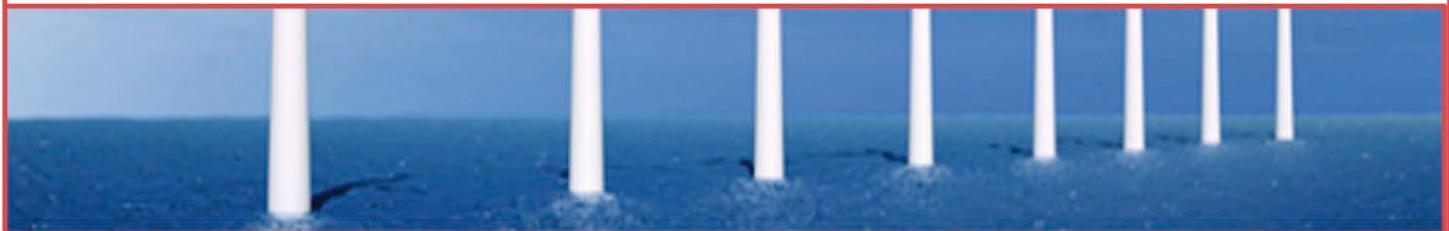
TG Energie rinnovabili S.r.l.
Ravenna via Zuccherificio n.10
P.IVA 02260730391



Gruppo di progettazione

ELABORAZIONE DOCUMENTO A CURA DI

Ing. Franco Cesari



GESTIONE DOCUMENTO

Rif. DWG		Prot. n.	
Disk/dir.		Data Prot.	
N° revisione	01	N° edizione	
Data revisione	06-03-2013	Data edizione	

Il presente documento è proprietà riservata di TG S.r.l. Ai sensi dell'art. 2575 C.C. è vietata la riproduzione, la pubblicazione e l'utilizzo senza espressa autorizzazione.

INDICE

1.	INTRODUZIONE E CRITERI DI SCELTA DELLA FONDAZIONE	5
1.1	CONSIDERAZIONI GENERALI.....	5
1.2	CRITERI DI SCELTA DELLA FONDAZIONE.....	9
2.	CARATTERISTICHE PROPRIE ED ESIGENZE RICHIESTE PER LA STRUTTURA PORTANTE DELLA TURBINA EOLICA	11
2.1	TIPI DI STRUTTURE FONDARIE.....	11
2.1.1	<i>Prima alternativa</i>	13
2.1.2	<i>Seconda alternativa</i>	17
2.1.3	<i>Terza alternativa</i>	19
2.1.4	<i>Soluzioni consigliabili</i>	23
2.1.5	<i>Connessione torre-fondazione</i>	26
2.2	FONDAZIONI: CARATTERISTICHE DEL FONDALE E DELLA RISPOSTA DINAMICA DELLA STRUTTURA.....	27
2.2.1	<i>Frequenze proprie</i>	27
2.2.2	<i>Fondale e sottosuolo</i>	32
2.3	MOTO ONDOSI E QUANTITA' RELATIVE	35
2.3.1	<i>Moto ondoso e sue caratteristiche</i>	36
2.3.2	<i>Maree e correnti</i>	41
2.3.3	<i>Azioni del moto ondoso</i>	42
2.4	AZIONI EOLICHE.....	45
2.4.1	<i>Previsioni del potenziale eolico</i>	45
2.4.2	<i>Misure dirette</i>	47
2.4.3	<i>Variabilità con l'altezza e turbolenza</i>	49
2.4.4	<i>Carichi estremi</i>	49
2.5	EFFETTI DINAMICI E PERIODO PROPRIO DELLA STRUTTURA FONDARIA	51
2.6	PALO DI FONDAZIONE: CRITERI DI ASSETTO E DI PROGETTAZIONE	55
2.6.1	<i>Condizioni dell'assetto generale e schema statico</i>	55
2.6.2	<i>Capacità portante assiale e resistenza d'attrito</i>	59
2.6.3	<i>Resistenza laterale del palo e del terreno</i>	62
2.6.4	<i>Verifiche sullo stato di cemento della struttura portante e del palo</i>	67
3.	FORMA, DIMENSIONI, MATERIALI E SPECIFICHE TECNICHE DI MASSIMA DELLA STRUTTURA FONDARIA	73
3.1	FORMA E COMPONENTI.....	73
3.1.1	<i>Sottostruttura (jacket) e sovrastruttura (deck)</i>	75
3.1.2	<i>Palo di fondazione</i>	81
3.1.3	<i>Struttura per l'attracco di naviglio (Boat Landing)</i>	83
3.1.4	<i>J-Tube</i>	84

3.1.5	<i>Scale e passerelle</i>	87
3.1.6	<i>Zoccolo di base (Mud Mat)</i>	87
3.1.7	<i>Protezione superficiale e catodica</i>	88
3.1.8	<i>Trasporto della fondazione</i>	89
3.2	DIMENSIONI DELLA FONDAZIONE	91
3.2.1	<i>Dimensioni assiali</i>	91
3.2.2	<i>Dimensioni orizzontali</i>	97
3.3	MATERIALI, SALDATURE, PESI	101
3.3.1	<i>Materiali strutturali</i>	101
3.3.2	<i>Saldature</i>	103
3.3.3	<i>Dati riassuntivi delle caratteristiche dei materiali</i>	104
3.4	SPECIFICHE TECNICHE DI MASSIMA	107
4.	CRITERI SEGUITI NEL DIMENSIONAMENTO E NELL'ANALISI STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE	111
4.1	MODELLO NUMERICO	111
4.1.1	<i>Struttura</i>	112
4.1.2	<i>Pali di fondazione</i>	113
4.1.3	<i>Azioni trasmesse dall'aerogeneratore</i>	113
4.1.4	<i>Azioni ambientali da regimi meteo-marini</i>	117
4.1.5	<i>Terreno di fondazione e dati geotecnici</i>	120
4.2	INDIVIDUAZIONE DEI CARICHI E LORO COMBINAZIONI	123
4.2.1	<i>Condizioni di carico elementari</i>	123
4.2.2	<i>Combinazioni di carico</i>	124
4.3	RISULTATI E CONCLUSIONI DELL'ANALISI STRUTTURALE	125
5.	ANALISI MODALE	127
5.1	MODELLO NUMERICO	127
5.1.1	<i>Struttura</i>	127
5.1.2	<i>Coefficienti idrodinamici</i>	127
5.1.3	<i>Fondazioni</i>	128
5.2	CARICHI - MASSE	128
5.3	RISULTATI	129
6.	ELENCO DEI DOCUMENTI DI PROGETTO	131
6.1	NORME TECNICHE	131
6.2	DOCUMENTI DI PROGETTO	131
7.	BIBLIOGRAFIA	133
8.	ALLEGATO 1. SCALZAMENTO (SCOUR) DI FONDAZIONI A MARE	137
8.1	SCALZAMENTO E FONDAZIONI	137
8.1.1	<i>Definizioni</i>	137
8.1.2	<i>Posizione del problema fisico</i>	139
8.2	EFFETTI SULLE STRUTTURE FONDARIE E PROVVEDIMENTI OPPORTUNI	141
8.2.1	<i>Commisurazione dello scalzamento</i>	141
8.2.2	<i>Entità del fenomeno nel Mar Mediterraneo</i>	144
8.2.3	<i>Effetti dello scalzamento</i>	147
8.2.4	<i>Provvedimenti migliorativi</i>	149
8.3	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	151
8.3.1	<i>Opportunità per interventi mitigatori</i>	151
8.3.2	<i>Modalità per interventi di mitigazione</i>	153
9.	ALLEGATO 2. JACKET CON CODOLO CENTRALE	155

1. INTRODUZIONE E CRITERI DI SCELTA DELLA FONDAZIONE

1.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

La scelta della tipologia fondaria, sulla quale va impostata l'attività progettuale e va commisurata la stima dei costi attraverso fattibilità, operabilità e ottimizzazione dei tempi di realizzazione dell'impianto, può sotto certi aspetti essere ritenuta un po' la *soluzione di riferimento* almeno dal punto di vista delle valutazioni economiche da fare sull'energia da sorgente eolica. Essa è stata rapportata ad alcuni requisiti, che in breve sintesi vanno considerati nella motivazioni da avanzare per giustificare le scelte.

Una osservazione di metodo -forse pleonastica- può essere opportuna. Non è certo, infatti, che con le considerazioni, che saranno addotte, sarà *possibile in modo univoco rintracciare la forma ottimale ed economicamente unica* per rispondere alle esigenze degli aerogeneratori da installare a mare. Possono servire, come prima indicazione, a individuare un tipo (o più di uno, eventualmente), che abbia proprietà sufficienti per essere destinato a struttura portante della macchina eolica. Ad ogni buon conto, quanto sarà esposto in questo documento serve a presentare le caratteristiche, che sono state assunte nel dimensionamento -prima- e nella progettazione e nell'analisi strutturale -poi- di una fondazione reale e specifica con struttura a traliccio tubiero (Figg. 1-1/2), avendola collocata e sottoposta a carichi effettivi, sia strutturali, sia ambientali.

Come si avrà modo di constatare in conclusione di queste note, sarà possibile verificare l'opportunità di utilizzare un certo numero di *requisiti-guida* per introdurre all'esame critico degli impiantisti e degli strutturisti -per unità di generazione di energia elettrica da fonte eolica- alcune idee, che possono servire ad orientamento delle scelte da operare sul sistema fondario. Questo è, infatti, il ragionamento che induce a proporre un insieme di criteri, utili a permettere ed a rendere logica e razionale, ancor prima di operare la scelta, la proposta di alternative da ritenere -seriamente e concretamente- proponibili per realizzare in modo economico strutture fondarie per impianti a mare.

Il compito, che emergerà chiaramente dal presente lavoro, sta nel proporre e nello spiegare -con rigore e senza esclusioni o sbrigative assunzioni- tutte le assunzioni, che si devono compiere nell'esecuzione del Progetto Esecutivo e nel formulare lo Stress Report conseguente. Tutte le quantità, che entrano nella prospettiva progettuale, sia a livello dimensionale, sia nel quadro dei carichi, generati dalla turbina eolica nel suo funzionamento, sia nell'ambito delle azioni indotte dall'ambiente (vento, mare, fondale, sottosuolo, etc.), troveranno giustificazione ed avranno la spiegazione formale e sostanziale del modo attraverso cui sono state determinate.

Il presente documento serve da *impostazione ed al contempo da riassunto dei risultati delle analisi* effettuate per il progetto e per le verifiche della struttura di supporto per un aerogeneratore eolico da 3,0 MW (mod. Vestas 112) da installare in mare aperto su fondale della profondità di -30 m circa.

Le analisi, che saranno sviluppate nel rapporto ad hoc [1], comprendono

- *analisi statica in servizio;*
- *analisi dinamica.*

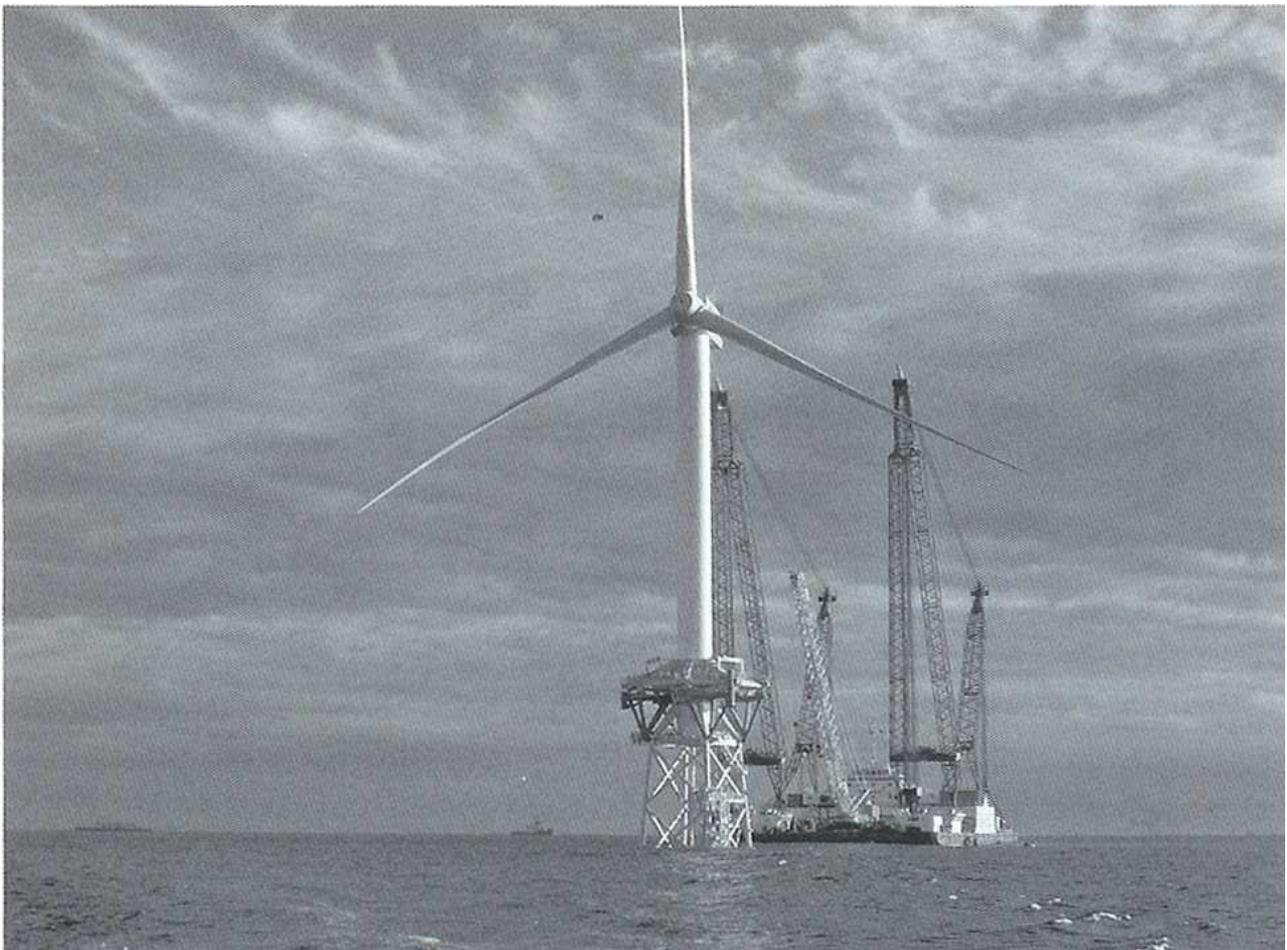


Fig. 1-1. Turbina eolica 5M in montaggio (REpower)

Lo *scopo dell'analisi strutturale* (statica e dinamica) in servizio è l'esame del corpo del jacket (sottostruttura) e del deck (sovrastuttura), soggetto alle più sfavorevoli combinazioni dei carichi di progetto, dovuti al generatore eolico, e dei carichi ambientali, dovuti all'effetto combinato di vento, onde e correnti marine.

Essendo la struttura installata in mare aperto, le verifiche sono sviluppate in conformità agli standard di progettazione richiesti per piattaforme petrolifere offshore, in accordo con le normative consuete [2,3].

L'analisi dinamica è mirata alla determinazione delle frequenze proprie del sistema costituito da Jacket, Deck (sovrastuttura) e torre eolica.

I calcoli strutturali sono eseguiti utilizzando il programma dedicato alle strutture offshore SACS [4].

Le unità di misura adottate sono in accordo con il Sistema Internazionale.

Formulate queste premesse, utili per dare un orientamento allo sviluppo successivo ed alla relazione esistente tra questo rapporto e quello, che raccoglie i calcoli strutturali, è opportuno ritornare al primo gradino della trattazione, che è quello di definire le proprietà della fondazione, le sue caratteristiche funzionali ed i tipi, che organicamente siano connessi con le esigenze delle fondazioni per aerogeneratori offshore.



Fig. 1-2. Completamento del montaggio di turbina 5M (sistemazione su jacket a 4 montanti mediante pontone attrezzato con gru di diversa gittata in prospettiva) nel Mar del Nord al largo delle coste scozzesi (REpower)

1.2 CRITERI DI SCELTA DELLA FONDAZIONE

Sulla base delle considerazioni precedenti i fattori di primo orientamento per la scelta del sistema fondario possono essere così sintetizzati

- 1) *costo (**economicità**) di realizzazione e di messa in opera (oltre che di esercizio) relativamente bassi (in ogni caso valutabili attorno a percentuali decrescenti rispetto ai valori iniziali del 30% del costo globale dell'impianto);*
- 2) *facilità di costruzione, di trasporto in situ e di posa in opera (**posabilità/galleggiabilità**) con impiego di tecnologie non particolarmente sofisticate ed in tempi adeguatamente ridotti;*
- 3) *possibilità di produzione in serie (**ripetibilità**) di ogni singola soluzione con riduzioni dei costi di realizzazione per l'effetto della serie;*
- 4) *utilizzo in siti dalle differenti caratteristiche morfologiche (**adattabilità**), presentate dai fondali marini delle coste nazionali, senza ricorrere a particolari tecniche di fondazione;*
- 5) *scelta dei parametri progettuali che consentano di rendere fondazione e macchina un sistema unico e complementare (**complementarità**) ai fini del comportamento statico e dinamico del complesso sotto le molteplici condizioni di carico normale/eccezionale durante la vita dell'impianto materiali.*
- 6) *capacità di consentire il montaggio (**montabilità**) dell'aerogeneratore, meglio con fondazione in situ, o in alternativa direttamente su fondazione prima di vararla (posa di fondazione con macchina eolica);*
- 7) *evacuazione dell'area occupata dalla fondazione (**rimovibilità**) per eliminare ingombri per la navigazione al compimento della vita dell'impianto;*

Queste indicazioni non vanno considerate alla stregua di prescrizioni e non saranno singolarmente esaminate. Anziché, sviluppare una discussione un po' in astratto, che non corrisponderebbe al tema della presente nota essendo, si deve necessariamente procedere alla loro applicazione, in modo da desumerne la bontà e la rispondenza con gli scopi prestabiliti. Dall'esposizione delle soluzioni scelte, che saranno presentate nei prossimi paragrafi, si trarrà indirettamente la loro validità -proprio ed anche- dalle conclusioni del lavoro e dalla rispondenza dei risultati con le attese prefissate.

Le alternative individuate si collocano entro un insieme assai ridotto di classi, tra tutte quelle che sarebbero proponibili in linea di principio e che saranno sommariamente citate nel prossimo capitolo. Si tratterà delle soluzioni, che non sono soltanto proposte

per le piattaforme petrolifere, ma sono state anche dalla bibliografia tecnica del settore eolico fatte proprie e rielaborate.

Esse dopo un esame sommario e svolto prevalentemente sui punti essenziali, appena esposti, sono da ritenersi concretamente possibili, almeno in linea di principio. Per trasformarle in realistiche soluzioni, adattabili al caso delle fondazioni per impianti eolici fuori-costa, occorre non soltanto esaminarle dal punto di vista funzionale, ma, soprattutto, rispettarne al massimo le prerogative di economicità, che sono citate nel primo punto del precedente elenco e che coinvolgono tutte le fasi della effettuazione del manufatto dalla costruzione, al trasporto, alla messa in loco ed al montaggio dell'aerogeneratore.

2. CARATTERISTICHE PROPRIE ED ESIGENZE RICHIESTE PER LA STRUTTURA PORTANTE DELLA TURBINA EOLICA

2.1 TIPI DI STRUTTURE FONDARIE

Non è il caso di riproporre e di ripercorrere le soluzioni, che fanno parte di tutto il panorama dei sistemi fondari per unità a mare (Fig. 2-1/3), applicate o soltanto studiate. E', invece, utile impostare l'esame, partendo da alcuni criteri basilari per la realizzazione della struttura per un impianto eolico, che va installato *a mare su medio-alti fondali*.

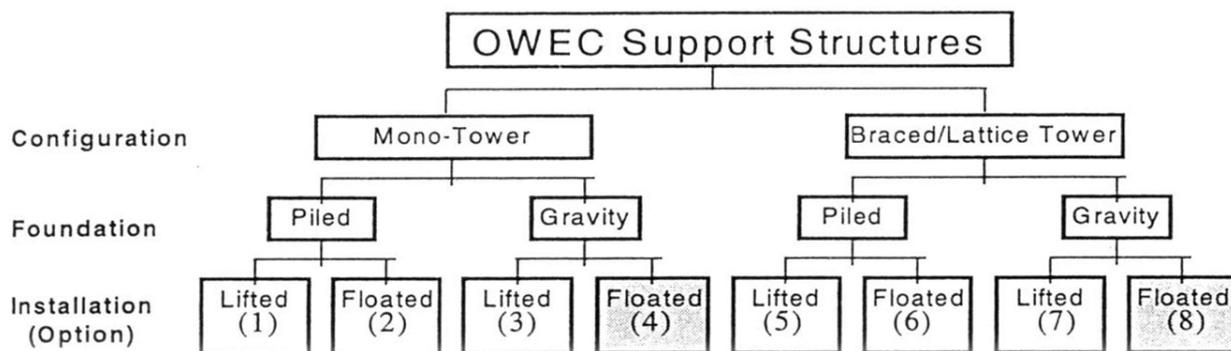


Fig. 2-1. Schema di principio delle diverse forme di fondazioni [5]

In primo luogo ci si deve preoccupare delle *modalità di montaggio sotto il profilo dei mezzi di trasporto e di sollevamento* per la fondazione e soprattutto per l'aerogeneratore. Tenendo presenti queste esigenze si devono considerare le seguenti alternative:

1. *trasporto della fondazione da appoggiare al fondo ed equipaggiata con macchina eolica completa;*
2. *trasporto della sola fondazione da inserire nel fondale e successivo montaggio della macchina;*
3. *costruzione in situ della fondazione e successivo montaggio della macchina.*

Il primo caso (Fig. 2-5) potrebbe avere una variante, che non ne altera sostanzialmente il profilo. L'aerogeneratore, anziché essere montato a pezzo a pezzo sulla fondazione, è preventivamente assiemato -sempre a terra- ed è trasportato come un sol pezzo sulla fondazione, dove va fissato prima del trasporto sul sito.



Fig. 2-2. Aerogeneratore da 2,3 MW su fondazione a gravità del campo eolico di Lillgrund (Sv)

2.1.1 Prima alternativa

La *prima alternativa*, che accoglie le raccomandazioni indicate nel punto 2 del precedente parag. 1.2, trova realizzazione sostanzialmente nelle fondazioni semisommerse (floating structures) ed anche –per estensione purché varate con la turbina inserita- a gravità (Fig. 2-3), di varie dimensioni e forma, solide o (meglio) alleggerite (Fig. 2-2). Possono essere costituite anche da uno zoccolo o grande patta, su cui la parte restante della fondazione può essere inserita, o a travi (braced) tipo piattaforma a tubi/pali, o a traliccio (lattice) tipo piattaforma petrolifera (a jacket) e continuare nella torre anch'essa a traliccio o a tubi. Possono essere in grado di galleggiare autonomamente o abbisognare di galleggianti ausiliari per il trasporto sul sito (Tab. 2.1).

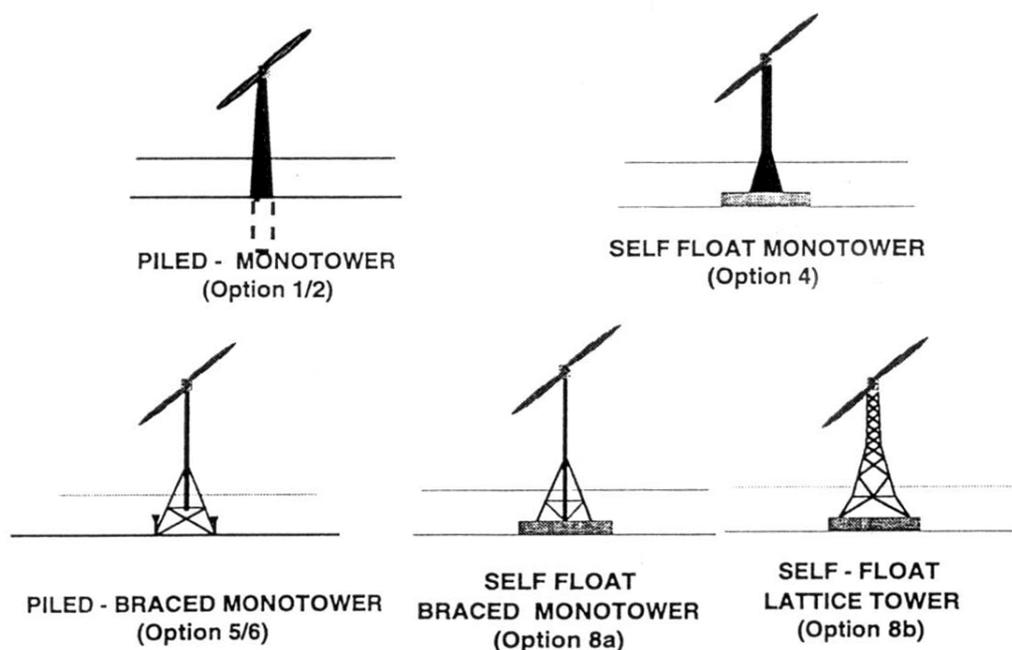


Fig. 2-3. Soluzioni di strutture fondarie [5]

Occorre sempre disporre di un'area difesa (porto, darsena protetta, molo, etc.) esistente o da predisporre per la costruzione del sistema fondazione-aerogeneratore completo e di un canale di adeguata profondità per il trasporto sul campo eolico. L'apertura di un simile passaggio impone l'*intervento di draghe*, che riescano ad abbassare il fondo al livello voluto nel caso in cui naturalmente le condizioni non sussistano. Resta da ottenere l'autorizzazione ad estrarre il materiale ed a scaricarlo in loco opportuno. Le disposizioni vigenti possono essere molto restrittive.



Fig. 2-4. Struttura fondaria a monopila per turbina eolica durante i montaggi (Horns Rev)

Se, poi, la natura del materiale di risulta cade in una delle quattro categorie, che impediscono la sua restituzione a mare (anche in fondali di grande profondità non difficili da reperire nella zona), va trasferito in discariche e sottoposto a trattamento preventivo.

I costi, che per semplice rimozione e restituzione -più o meno locale- ammontano attorno alla decina Euro al mc o poco meno, salgono a dismisura nella deprecabile situazione, precedentemente ipotizzata.

Ancora più complessa e lenta è la procedura per individuare, realizzare e far autorizzare l'apertura di aree difese (tipiche di portualità minori), qualora non sia possibile disporre di adeguate (e già esistenti).



Fig. 2-5. Turbina poggiate su struttura (da immergere e da tenere sommersa in profondità) al momento del trasporto in situ al largo di Tricase (BlueH)

Non costituiscono una difficoltà tecnica i *mezzi di sollevamento*, che, operando in terraferma, sono facilmente approvvigionabili. E' da escludere la *costruzione su terraferma* da varare a mare per la complessità, i pesi e i costi inerenti all'operazione. Sono pure da scartare fondazioni (monopila, a traliccio, tripode, etc.), che richiedano per il loro posizionamento l'intervento di mezzi di lavoro,

causa di rilevanti vibrazioni (battipalo, etc.) alla macchina o che non possono essere utilizzati con la macchina montata sopra.

2.1.2 Seconda alternativa

Si può ritenere che la *seconda categoria* comprenda le varie forme di fondazione (Fig. 2-6), che necessitano, o il posizionamento della fondazione a gravità, come già discusso nel punto precedente, o il fissaggio al fondale marino con l'inserimento di parte della struttura o di suoi elementi aggiuntivi (pali di ancoraggio). Le soluzioni di questa seconda alternativa si riferiscono ai tipi a traliccio (piled-braced) o a pile (piled monotower) della Fig. 2-3. Se il numero delle pile si riduce ad una (Fig. 2-4), quest'ultimo tipo corrisponde alla soluzione fondaria detta appunto monopila, che è assai diffusa nelle realizzazioni offshore del Nord-Europa. Se il numero dei montanti è di tre o di quattro (Tab. 2.2), si parla di soluzione a castello o jacket (Fig. 2-7/8), come è quella cui si ispira il progetto della fondazione, discussa, calcolata e rappresentata dai disegni allegati a questo rapporto.

La costruzione di solito è fatta in officina ed in sito arriva la struttura completa, che va immersa e successivamente fissata tramite i pali di ancoraggio (tipo jacket) o per "battitura" della stessa (caso monopila). Segue il montaggio della macchina eolica, fatto a componenti (torre, navicella, etc.) o realizzato come se l'unità fosse composta da un pezzo unico (Fig. 1-1).

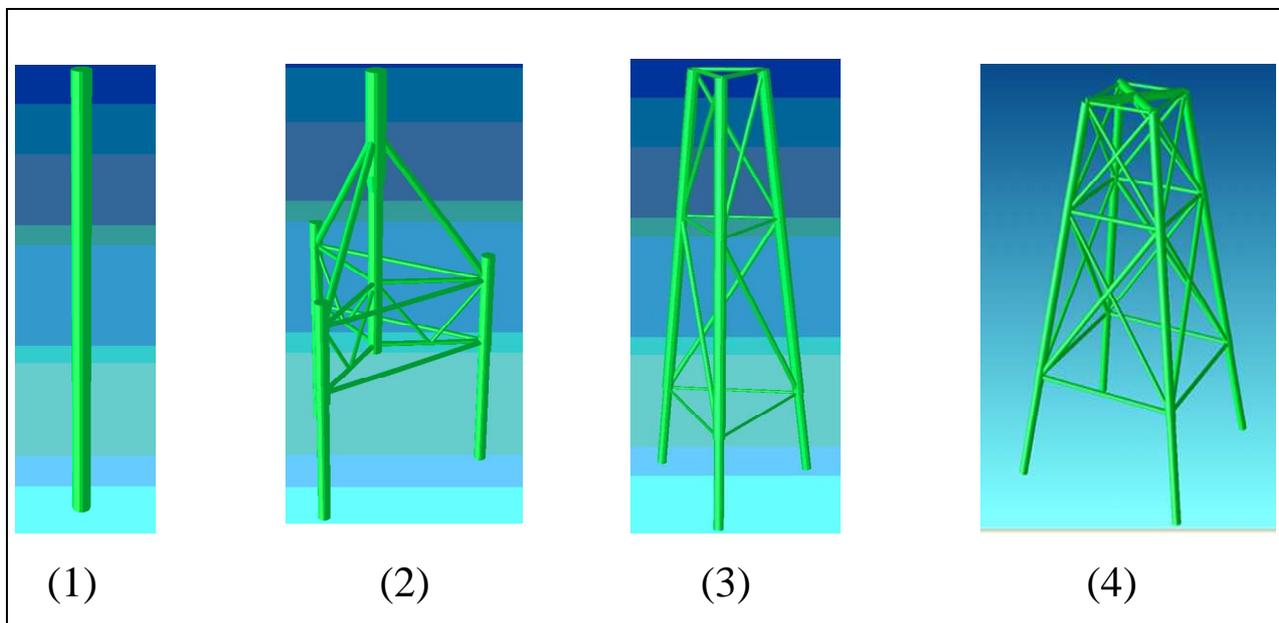


Fig. 2-6. Soluzioni di strutture portanti metalliche

L'operazione relativa ai *montaggi* può essere complessa da attuare, oltre che dal punto di vista tecnico, anche (e soprattutto) da quello autorizzativo.

In ogni caso, resta da soddisfare l'esigenza di disporre di un mezzo marittimo (pontone o piattaforma autosollevante tipo jack-up), dotato di grande stabilità propria e di organi di sollevamento capaci di innalzare i pesi richiesti all'altezza imposta dal disegno della macchina eolica. E' un aspetto delicato e vincolante della soluzione, che deve essere affrontato e soddisfatto preliminarmente, se si vuole scegliere questo tipo di fondazione.

2.1.3 Terza alternativa

Della *terza categoria* possono far parte, o le tipologie a gravità, che siano realizzate direttamente in situ, o in un certo senso il tipo a monopila (a rigore questa soluzione non è costruita in situ, ma vi è soltanto installata, per cui in linea di principio non è da considerare in questa categoria). E' praticamente insostenibile affrontare qualsiasi costruzione di strutture fondarie in mare aperto senza difese.

Resta da risolvere la problematica del *montaggio*. A ciò si può provvedere, diversificando al massimo gli interventi per trovare la soluzione tecnicamente valida ed economicamente sopportabile.

Trovare un caso favorevole non è facile. Una zona di dune affioranti o di bassi fondali molto riparati o direttamente raggiungibili dalla costa, renderebbe anche credibili proposte di fondazioni a gravità, impostate direttamente in situ (ad es., cingendo mediante un palancolato l'area da riempire con inerte e da sovrapporvi una spessa platea di c.a., su cui rizzare un traliccio o completare con una struttura a gravità).

La costruzione di un *rilevato* (in terra, massi, etc.) è facile, ma costosa, specie se occorra estendere il pennello sino alla macchina più lontana da riva.

Anche riducendo l'interasse tra due macchine adiacenti a 3-5 diametri, la distanza può essere indubbiamente elevata. E' necessario disfare il manufatto a macchine in loco, lasciando imprecisata (fors'anche, resa critica) la modalità di intervenire sul rotore per eventuale manutenzione straordinaria nella vita dell'impianto.

Altra via potrebbe essere offerta da un *pontile metallico*, che collega la riva alla ultima macchina e che è in grado di reggere la gru mobile (di tipo stradale). La struttura potrebbe restare permanente od essere temporanea per il periodo richiesto dai montaggi e dal primo esercizio.

Il *trasporto della macchina eolica* può essere compiuto, o per via terrestre, o per via d'acqua. La prima è agevolata dal tracciato, che è già stato realizzato, mentre la seconda presenta delle difficoltà, non essendovi sufficiente battente per far operare bettoline e rimorchiatori. La torre potrebbe essere veicolata per galleggiamento, tappandone le estremità. Più problematico è il trasporto degli altri componenti con lo stesso metodo.

Pertanto, l'unica soluzione proponibile potrebbe essere quella della *fondazione a monopila* (Tab. 2.1). E' costituita da un grosso tubo che va interrato nel fondale e che potrebbe essere costruito ad anelli da saldare in loco, se le profondità di inserimento fossero grandi (e pure lo fosse anche il diametro). Una variante, che trasformerebbe il monopila in una fondazione a semi-gravità, si otterrebbe se il volume interno al tubo andasse svuotato e riempito di c.s.

Analogamente avverrebbe, se fosse necessario inserire una camicia di c.s./c.a. sull'estradosso del monopila per conferire stabilità alla parete della fondazione inserita nel fondale per contrastare possibili allargamenti delle sede causati da fatica (alternata sul monopila). In questo assetto la struttura che ne consegue diviene particolarmente

Substructure	Design		Construction		Installation		Removal	
	Advantages	Disadvantages	Advantages	Disadvantages	Advantages	Disadvantages	Advantages	Disadvantages
Monopile	<i>Simple structural configuration</i>	<i>Relatively sensitive to scour for high diameters</i>	<i>Minimal construction site investment</i>	<i>Excessive slenderness in deep waters</i>	<i>No seabed preparation without scouring</i>	<i>Piling equipment required</i>	<i>Removal of under-water portion only</i>	<i>Pile in soil portion not removable</i>
	<i>Dynamic response to tune structural flexibility</i>	<i>Performance determined by soil characteristics</i>	<i>Rolling facilities widely suitable for not thick tubes</i>	-	-	<i>Drilling equipment in boulders, very stiff clays, etc.</i>	<i>Removal by pile lifting after sectioning</i>	<i>Sectioning in water</i>
	<i>Suitable to seabed depth of 3 m to 20 m</i>	<i>Not suitable for depths of 20/25m or more</i>	<i>Ease, simple & economic for tubes not thick</i>	<i>Cost sensitive to high thickness & diameter</i>	-	<i>Field splice & adjustment to inclination</i>	<i>Not heavy structures to be removed</i>	<i>Difficult cut for thicker pile</i>
	<i>No anchorage pile requested</i>	<i>Poorly suitable for weak soil</i>	<i>Ease transportation to site</i>	-	<i>Ease transportation by floating</i>	<i>Field welding for high pile</i>	-	-
	<i>Steel as unique structural material</i>	<i>Not suitable for rocky soil</i>	<i>No particular protection against ice</i>	-	-	<i>Scour protection in exposed location</i>	-	-
Gravity Foundation	<i>Structure requiring yard on sea shore</i>	<i>Poorly suitable under scouring</i>	<i>Large use of concrete</i>	<i>Large construction site investment</i>	<i>No anchorage pile requested</i>	<i>Seabed preparation required</i>	<i>Complete removal at end of life</i>	<i>Ballast costly elimination</i>
	<i>Performance insensitive to soil parameters</i>	<i>Stiff dynamic response</i>	<i>Construction in yard</i>	<i>Yard close to wind farm site</i>	<i>Whole installation as single unit</i>	<i>Costly ballast placement</i>	<i>Possible repositioning after removal</i>	<i>Big lifting required</i>
	<i>Anchorage pile not required</i>	<i>Configuration often complex</i>	<i>Yard with ease access to sea</i>	<i>Yard equipped by strong lifting</i>	<i>Transport to offshore site by barge</i>	<i>Barge with big lifting capacity</i>	<i>By means of crane barge</i>	<i>Heavy body on barge</i>
	<i>Suitable to seabed depths 3m to 15 m</i>	<i>Not suitable for depth over 25m</i>	<i>Mainly concrete for substructure</i>	<i>Appreciable space at construction yard</i>	<i>Vertical positioning on crane barge</i>	<i>Tonnage barge adequate</i>	-	-
	<i>Good resistance to ice in water</i>	<i>Poorly suitable in weak soil</i>	-	<i>Sizes dependent by OWT power</i>	-	<i>Large protection against scour</i>	-	-
	<i>Compact structural configuration</i>	<i>Heave forces during the wave passage</i>	-	<i>Sizes depending strongly by depth</i>	-	-	-	-

Tab. 2.1. Lista schematica delle caratteristiche della fondazione a monopila ed a gravità [13]

Substructure	Design		Construction		Installation		Removal	
	Advantages	Disadvantages	Advantages	Disadvantages	Advantages	Disadvantages	Advantages	Disadvantages
Three/four legs jacket	Relative insensitive to scour	Complex, unsuitable configuration with ice in water	Configuration used in oil/gas extraction	Specific technology to be used	No seabed preparation without scouring	Piling equipment required	Removal of under-water portion only	Pile in soil portion not removable
	Dynamic response to tune structural flexibility	Anchorage pile in each leg	All weldable piled lattice in steel	Construction site not close to offshore site	Small tubes for legs & anchorage piles	Drilling equipment in boulders, very stiff clays, etc.	Removal by lifting after sectioning	Sectioning in water
	Suitable to seabed depth of 8m to 40 m	Not suitable for depths of 8m>h>40m	Easy applicable to different seabed heights	In yard unsuitable construction	Possible use of crane barge or juke-up	Difficult transport by floating	Not heavy structures to be removed	Difficult cut for thicker pile
	Small displacements & rotation at jacket top	Anchorage pile in each leg	Ease transportation to site	Appreciable space required at yard	Small hammer for piling	Field welding for pile connections	-	-
	Suitable to different OWT powers	Needs protection against corrosion	No limits for OWT types	Very long anchorage piles	No juke-up needed for installation	Unsuitable for rocky soil without drilling	-	-
Insensible to wave passage heave forces	Complex & not compact configurat.	Easy adaptable to resistance needs	Large use of weldings	-	-	-	-	
Threepod	Relative insensitive to scour	Complex, unsuitable configuration with ice in water	Configuration used in oil/gas extraction	Specific technology to be used	No seabed preparation without scouring	Piling equipment required	Removal of under-water portion only	Pile in soil portion not removable
	Dynamic response to tune structural flexibility	Anchorage pile in each leg	All weldable piled lattice in steel	Construction site not close to offshore site	Small tubes for legs & anchorage piles	Drilling equipment in boulders, very stiff clays, etc.	Removal by lifting after sectioning	Sectioning in water
	Suitable to seabed depth of 8m to 30 m	Not suitable for depths of 3m>h>30m	Easy applicable to different seabed heights	In yard unsuitable construction	Possible use of crane barge or juke-up	Difficult transport by floating	Not heavy structures to be removed	Difficult cut for thicker pile
	Small displacements & rotation at jacket top	Anchorage pile in each leg	Ease transportation to site	Appreciable space required at yard	Small hammer for piling	Field welding for pile connections	-	-
	Suitable to different OWT powers	Needs protection against corrosion	Sufficiently short anchorage piles	-	No juke-up needed for installation	Unsuitable for rocky soil without drilling	-	-

Tab. 2.2. Lista schematica delle caratteristiche della fondazione a jacket ed a tripode [13]

rigida e difficilmente può essere contraddistinta da frequenze, che permetterebbero di applicare criteri di collegamento con la macchina eolica di tipo soft-soft o soft-stift.

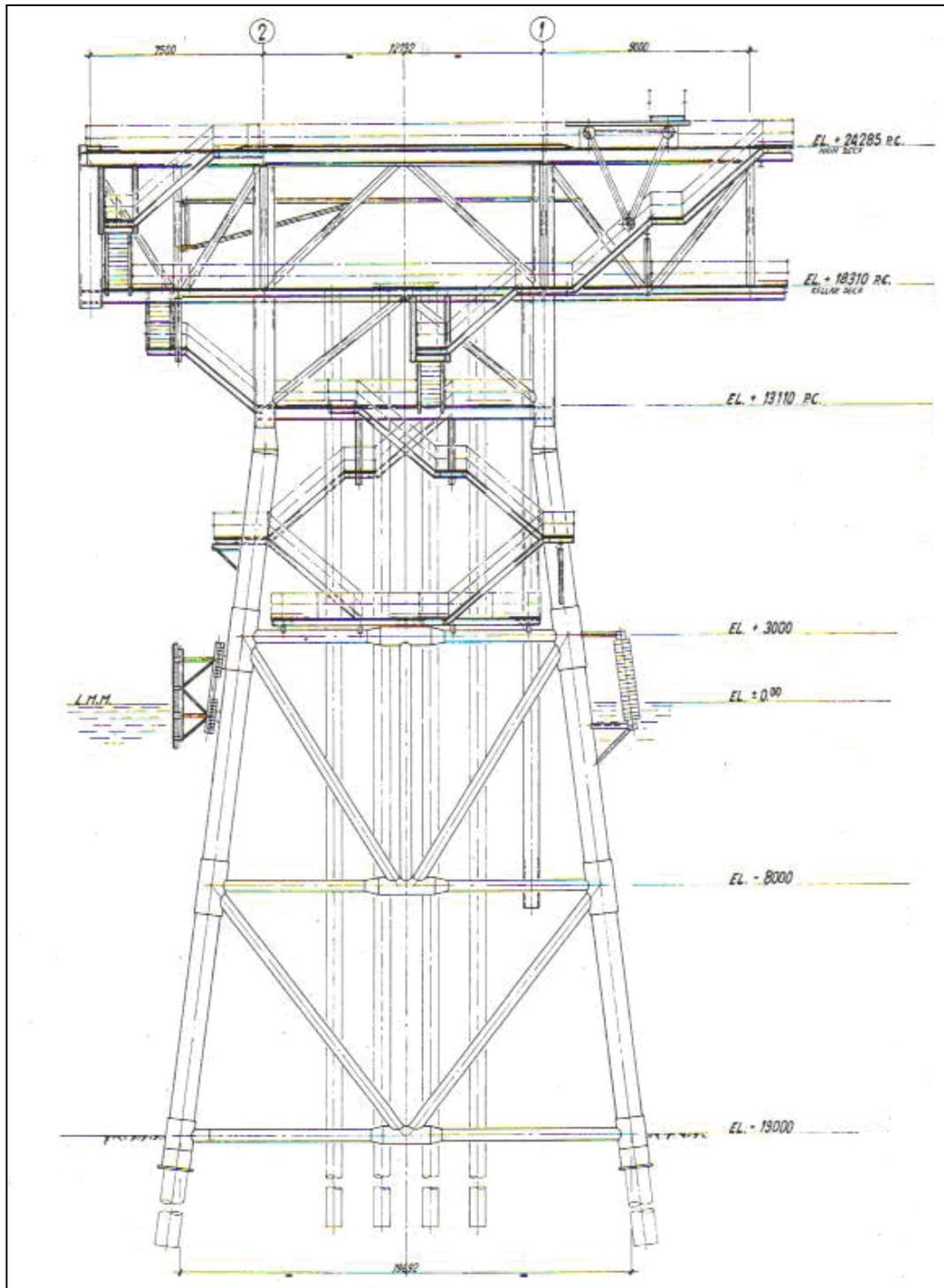


Fig. 2-7. Tipica struttura a jacket per scopi petroliferi, in cui prevalgono i carichi verticali ridistribuiti su quattro montanti (ENI)

2.1.4 Soluzioni consigliabili

Dopo quello che si è esposto, le *alternative possibili*, avendo scartato il gruppo delle soluzioni a gravità più o meno alleggerita (anche –se non soltanto- per il costo, per il grande piede da assicurare sul fondale, per il trattamento da operare sul fondale stesso nella fase di preparazione del piano di appoggio, per lo scouring periferico, per la quota del fondale, etc.), si concentrano tutte nel campo delle fondazioni in acciaio (Fig. 2-6).

Per fondali di medio-alta profondità (25-50 m ed oltre) le diversità sono convogliate e precisate in due possibili versioni, quella a *gambo unico* (o monopila, casi 1 e 2 della Fig. 2-6 non oltre i 25/30 m) e quella a più pile. La prima sembra portare ad un costo un po' più alto rispetto alla seconda, sia per la parte di realizzazione che in quella di dismissione a fine vita. Questa posizione andrà valutata in sede di progettazione esecutiva, quando si avranno sotto mano tutti i risultati delle indagini sitologiche (batimetriche, geotecniche, idrauliche marine, meteorologiche, etc.) e le informazioni statiche e dinamiche (di progetto e di funzionamento) sulla macchina. Allo stato attuale si ritengono proponibili soltanto le forme pluripile anche per contrastare i carichi ambientali (moto ondoso, azioni eoliche, vibrazioni operative, condizioni di storm, sismicità, etc.) piuttosto marcati, esercitati anche da macchine relativamente potenti (almeno sui 3 MW se non oltre) su strutture fondarie abbastanza alte.

Sono state studiate *due diverse soluzioni* per il caso dei siti di media profondità, che hanno quote del fondale pari a quelle attese, facendo variare il numero delle gambe. Il numero dei montanti può essere, o tre, o quattro, in relazione alle condizioni meteo-marine ed ai carichi trasmessi dal convertitore eolico. La potenza della macchina è di per sé una caratteristica dominante, soprattutto, per i grandi momenti che la maggior altezza della torre e le più elevate prestazioni delle macchine moderne impongono.

Per le zone meno profonde dei lotti o per *siti molto bassi* le precedenti proposte possono essere critiche. La profondità dello specchio marino –specialmente se è molto ridotta- può essere insufficiente alle evoluzioni dei mezzi navali (rimorchiatori, grossi pontoni, etc.) durante i montaggi. Si può a questo proposito inserire una specie di spartiacque, che determini le *profondità minime per l'operatività dei natanti*. Esso va collocato sui 4 m (il pescaggio di un grosso pontone è superiore a pieno carico ai 3 m, i rimorchiatori più potenti richiedono battenti anche superiori ed, infine, bisogna avere a disposizione un certo franco per ogni eventualità connessa con la movimentazione generale).

Profondità inferiori, specialmente quelle attorno ai 2 m., impediscono di essere servite da mare. E' preferibile arrivarvi da terra. La criticità dell'argomento impone una *campagna di rilievi batimetrici*. Attrezzando un natante (gommone, gozzo, etc.) con ecoscandaglio e facendogli percorrere rotte rettilinee è possibile ottenere una matrice di tracce o di punti batimetrici, dai quali con opportuni programmi si trae il profilo del fondo marino. La configurazione del fondo è in ogni caso essenziale per

determinare la corretta posizione delle unità eoliche a mare e per definire la reale sistemazione delle macchine.

Per converso, la crescita della quota del suolo marino rispetto al pelo libero pone problemi opposti a quelli evidenziati per i bassi o i bassissimi fondali. Sempre con la prospettiva di impiegare turbine di adeguate potenzialità (3-3,6-5 MW ed oltre) e quando si debba installarle in acque tra i 30 m ed i 40-45 m di profondità, il ventaglio delle proposte tende a restringersi. Anche la soluzione a monopila può diventare particolarmente onerosa o, addirittura, inaccettabile specialmente se le condizioni della biocenosi o del rivestimento superficiale (presenza di piantagioni pregiate, come quelle della *Posidonia Oceanica*) del fondale rendono impossibile l'intervento di manomissione (gettata di materiali rocciosi, applicazione di manti protettivi di materiali resistenti, etc.) dello stesso per contrastare il fenomeno dello scour.



Fig. 2-8. Piattaforme accoppiate per sfruttamento di giacimento petrolifero (Alpha Beatrice)

L'unica alternativa proponibile si rivela essere il *castello a traliccio tubiero* tipo jacket petrolifero (Figg. 2-7/8), che sarà anche oggetto di studi e di analisi in questo rapporto. Un esempio comprovante l'assunto sta nella realizzazione delle due unità da

5 MW del sito di Moray Firth. Le due macchine sono state installate nella vicinanza di una grossa postazione petrolifera (Fig. 2-9), esistente nel golfo omonimo a qualche chilometro dalla costa scozzese, cui le macchine eoliche avrebbero dovuto fornire l'energia elettrica necessaria. Come si intravede nella prospettiva della Fig. 2-9, la piattaforma petrolifera non è molto discosta dalle due strutture eoliche. Per ridurre la distanza tra il punto di generazione dell'energia e quello del suo assorbimento gli aerogeneratori sono stati posizionati in un sito, la cui profondità è di 42 m. Il ricorso alla struttura a castello, retta da quattro gambe, è stato obbligato. Maggiori ragguagli si possono anche derivare dalla consultazione della Tab. 2.2, in cui sono stati affrontate e classificate molte prerogative, inerenti le esigenze delle realizzazioni fondarie per macchine offshore.



Fig. 2-9. Immersione della struttura portante della Fig. 1-1 e discesa nella sua posizione finale del sito a mare (sul coronamento è evidente la transizione jacket-torre)

2.1.5 Connessione torre-fondazione

Sul coronamento della struttura fondaria sarà costruita la *base di attacco* della radice della torre (Fig. 2-9). La forma del pezzo dipende dal tipo della struttura. Sarà, quindi, un raccordo di opportuni diametri nel monopila (tale corpo è detto, infatti, *interconnexion piece*). Nel caso della struttura a castello è costituita da un corpo solido, composto da piastre e da travi, sia per reggere il piano del terrazzino, che corre attorno alla base della torre e su cui può anche trovare posto la cabina di macchina, sia per fungere da difesa dell'unità contro eventuali eventi pericolosi provocati da natanti accidentalmente in rotta di collisione con l'aerogeneratore stesso. Questo corpo si deve, poi, inserire nella struttura fondaria il più intimamente possibile per realizzare un insieme unico e solidale, atto a reggere tutte le azioni, anche combinate, provocate da venti e da onde di natura eccezionale.

In alternativa alla soluzione, appena descritta, si potrebbe proporre una *camicia metallica centrale* (cfr. il Cap. 8), che realizzi un collegamento distribuito lungo un certo tratto della superficie inferiore della torre (a contatto diretto o tramite materiale di riempimento) con la superficie interna della camicia (detta anche manica, pantalone o sleeve).

Questo elemento ha anche la funzione di realizzare un piano di appoggio della torre, che sia effettivamente orizzontale, non potendo affidarsi ad una certa e reale verticalità dell'asse della fondazione, una volta che questa sia stata infissa nel fondale marino. Pur se in piano, il fondo del mare non ha l'uniformità e l'orizzontalità (oltre che la costante compattezza) necessarie per assicurare la verticalità richiesta dall'asse della macchina eolica.

L'estremità inferiore della camicia sarà predisposta per fornire un piano di appoggio, che sia in bolla o che rispetti le tolleranze volute dalla macchina eolica.

2.2 FONDAZIONI: CARATTERISTICHE DEL FONDALE E DELLA RISPOSTA DINAMICA DELLA STRUTTURA

2.2.1 Frequenze proprie

La *singularità della fondazione per unità a mare* è evidenziata ed è connessa strettamente con i regimi, in cui essa si trova a lavorare. Rispetto alle analoghe strutture degli impianti a terra, oltre a forze (verticali e orizzontali) e a momenti flettenti prodotti dal vento sulle pale e sugli altri componenti che ad esso si oppongono (in prima linea la torre, ma anche la parte della fondazione emergente dal L.M.M. -livello medio mare- e lambita dai venti), essa deve sostenere anche i carichi dovuti al moto ondoso ed alle eventuali correnti. Si devono conteggiare contemporaneamente, e i regimi aerodinamici, e quelli idrodinamici.

La scelta può risentire -e talora in modo determinante- del *grado di rigidità* trasferibile alla fondazione nei confronti di quello della macchina eolica. Un grado di rigidità troppo elevato può indurre vincoli al comportamento del generatore eolico, mentre un assetto troppo elastico potrebbe far variare la frequenza naturale del complesso sino a valori non corretti per la stabilità. Una struttura fondaria dotata di una certa elasticità può introdurre e far attribuire al complesso quel grado di smorzamento aerodinamico, che è indubbiamente utile a limitare gli effetti dei carichi dinamici. Con una struttura rigida lo smorzamento va a concentrarsi in essa. E' alla luce di queste considerazioni che le due parti (fondazione e turbina eolica) vadano esaminate e progettate come fossero componenti di uno stesso insieme (almeno sotto il profilo dinamico).

Come si è chiarito nel paragrafo precedente, il sistema fondario prevedibile per una unità off-shore è del tipo *a traliccio metallico (jacket) vincolato al fondale tramite pali di ancoraggio inseriti nel sottosuolo* per una adeguata profondità in relazione ai carichi ed alla resistenza/portanza del terreno.

In attesa di conoscere le caratteristiche statico-dinamiche dell'aerogeneratore si è preferita una struttura di tipo rigido (secondo la terminologia anglosassone è catalogabile, come stiff-stiff) in grado di reggere i carichi trasmessi dalla macchina sovrastante e da quelli prodotti nel mezzo, in cui si trova inserita.

Con riferimento al regime dinamico è opportuno precisare in quale relazione stiano tra loro le frequenze dell'aerogeneratore e della fondazione, in quanto entrambe le parti sono componenti del sistema macchina-supporto, che si è convenuto essere opportuno stimare unitariamente.

La più evidente sorgente di eccitazione in una turbina eolica è il rotore, in quanto produce serie di vortici nel flusso eolico in grado di produrre picchi di eccitazione alle frequenze di 1P e di 3P con un rotore tripala, ove P è la velocità di rotazione (in prima analisi ritenuta costante, come era nelle prime unità, mentre ora è variabile) dello stesso. Il diagramma della Fig. 2-10a si riferisce al caso di velocità di rotazione variabile con la frequenza in ascisse ed in ordinate un'arbitraria risposta senza valori.

Per una macchina da 3 MW (V90/V112), in cui la velocità è compresa nell'intervallo 8,6 rpm e 18,4 rpm, il campo di frequenze è pari a 0,14 Hz e 0,3 Hz rispettivamente. Per una turbina a velocità costante l'intervallo tra 1P e 3P è di 2P, in una a velocità variabile può essere anche molto inferiore. In quel caso è compreso tra 0,3 Hz e $0,14 \times 3 = 0,42$ Hz e corrisponde a 0,12 Hz.

Per passare da una soluzione soft-soft ad una stiff-stiff occorre modificare sostanzialmente il diametro della torre (accrescendolo anche di 2 o 3 volte in una macchina a velocità costante [5]). Lo si può facilmente dedurre dalla formula seguente, che consente di determinare la prima frequenza propria di un'asta a sezione costante, di massa lineare q (kg/m), di altezza L (m), di rigidezza flessionale EI (Nm²), incastrata alla base e portante una massa m_v (kg) in cima

$$f^2 = (3,04 EI) / [4 \pi^2 (m_v + 0,227 q L) L^3] \quad (2.1)$$

Se la soluzione flessibile porta a richiedere torri più snelle e, di conseguenza, più leggere e meno costose, è tutto il progetto che ne risente e che ne viene investito. Si dovranno prevedere castelli di strallo e procedure di controllo per verificare che non sussistano condizioni di pericolo conseguenti ai regimi di rotazione delle pale e di azione del vento.

Il costruttore della turbina si preoccupa di avere una struttura portante, che risponda pienamente ai requisiti generali di solidità e che assicuri sempre il corretto funzionamento della macchina durante l'esercizio (e la vita operativa). Deve imporre, quindi, limiti alla flessibilità della fondazione ed in particolare alla deformabilità (in termini di spostamenti/rotazioni) del piano di base della torre. Per la macchina Vestas V90 il limite alla rigidezza rotazionale deve rispettare la relazione $C_{\varphi, dyn} \geq 60 \text{ GNm/rad}$ (cfr. la Tab. 4.1).

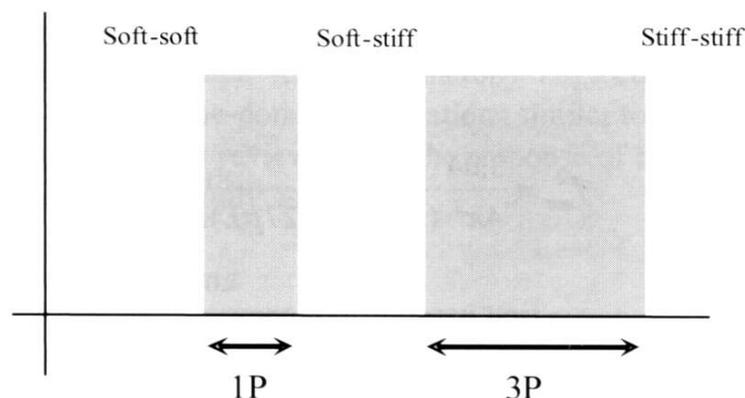


Fig. 2-10a. Intervalli di frequenza per una turbina a velocità variabile [13]

Indicando con f_o la prima frequenza propria della struttura, con f_b la frequenza di transito delle pale (coincidente con la relazione $f_b = n f_R$ con n pari al numero delle pale) e con f_R quella del rotore (coincidente con la velocità prima indicata con P), in

via teorica di correlazioni ipotizzabili si possono presentare tre casi a seconda della posizione della frequenza della struttura rispetto alle altre tre.

In altre parole f_o può essere, o maggiore delle altre due (soluzione detta *stiff-stiff*), o cadere nell'intervallo definito da esse (soluzione detta *soft-stiff* e contraddistinta dalla disequaglianza $f_R < f_o < f_b$), o essere inferiore alla più bassa tra le due frequenze (soluzione *soft-soft*, in cui è $f_R > f_o$).

La soluzione, che è stata scelta corrisponde alla prima delle tre alternative prese in esame. I templates per offshore sono generalmente concepiti e realizzati per essere del tipo rigido, cioè *stiff*, superando l'effetto dinamico del moto ondoso, che raramente diventa significativo con frequenze strutturali superiori a 0,4 Hz. Di solito l'eccitazione da onde marine cade in un intervallo che ha al suo limite inferiore valori attorno a 0,04 Hz. (o più bassi) ed a quello superiore 0,5/1 Hz. Dando uno sguardo alle molteplici strutture off-shore, di cui nel mondo se ne annovera un numero non piccolo (dalla letteratura tecnica se ne rileva qualche migliaio, forse si può arrivare anche a 7.000 od oltre), raramente le frequenze proprie sono inferiori a 0,2-0,3 Hz o dintorni (cfr. parag. 2.5).

Potrebbe essere opportuno porre all'attenzione ancora un altro aspetto, che è tipico del momento attuale del mercato eolico. La tendenza dei costruttori e dei Committenti di turbine eoliche sta indirizzandosi verso macchine sempre più potenti. Ciò significa che il diametro rotorico cresca e, di conseguenza, salga anche la quota dell'asse rotorico. Se l'altezza della torre aumenta, pure si eleva la massa, collocata in cima ad essa.

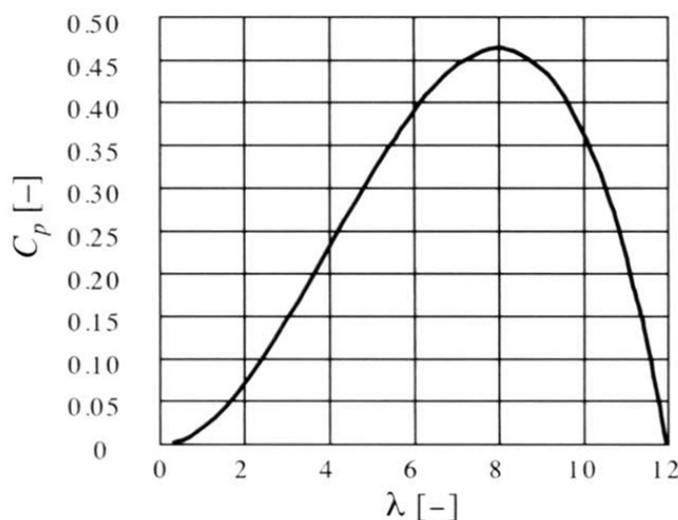


Fig. 2-10b. Curva tipo $C_p - \lambda$

La potenza può essere espressa tramite il coefficiente di potenza C_p (pari al rapporto tra la potenza unitaria e la potenza totale del flusso d'aria attraversante il piano rotorico) ed il fattore, λ , che è il rapporto tra la velocità in punta della pala, v_{tip} , e quella del vento, v_w , tramite la funzione rappresentata nella Fig. 2-10b.

La curva $C_p - \lambda$ ha il suo massimo in corrispondenza di $\lambda = 8$, mentre il rapporto λ può essere espresso in funzione del diametro rotorico, D_{rot} , della frequenza 1P, f_{1P} per macchina a velocità costante e della velocità del vento, v_w , come segue

$$\lambda = v_{tip} / v_w = \omega R / v_w = f_{1P} \pi \cdot D_{rot} / v_w \quad (2.2)$$

Da questa relazione si può derivare la corrispondente frequenza rotazionale 1P, f_{1P} , con l'espressione

$$f_{1P} = \lambda v_w / \pi \cdot D_{rot} \quad (2.3)$$

dalla quale si rileva che per un dato λ la frequenza rotazionale sia inversamente proporzionale al diametro rotorico. Ciò sta a significare che la frequenza rotazionale del rotore cali a mano a mano che cresca il suo diametro e, in modo diretto, anche l'altezza della torre, dal momento che deve sostenere una pala più lunga.

Assumendo per λ il suo valor massimo e per la velocità del vento $v_w = 11,4$ m/s, i grafici della Fig. 2-10c possono dar ragione della variabilità dell'altezza della torre per diametri rotorici di 80, 100 e 120 m rispettivamente, poiché per la (2.1) la frequenza propria è inversamente proporzionale al quadrato della lunghezza verticale della torre, L , a parità delle altre quantità.

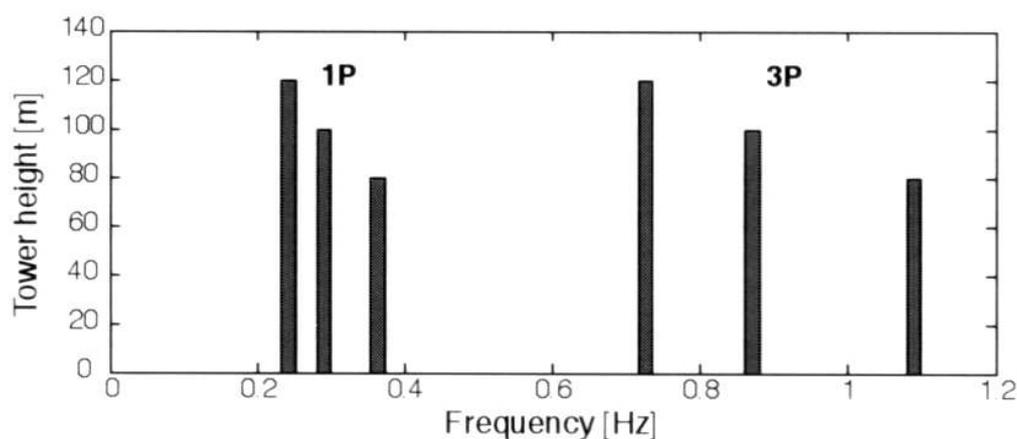


Fig. 2-10c. Istogrammi delle altezze di torre per le frequenze 1P e 3P

Si possono, quindi, raccogliere le considerazioni precedenti in qualche stringata conclusione ed asserire che, se si mantiene costante il diametro rotorico, all'aumentare dell'altezza calerà la frequenza naturale oppure che al crescere dell'altezza della torre si ridurrà l'intervallo tra le frequenze 1P e 3P.

Resta ancora aperta una questione fondamentale per le turbine eoliche offshore, che riguarda il comportamento dinamico della struttura soggetta al moto ondoso. La formulazione della problematica va affrontata in questo momento della

trattazione anche se troverà un ulteriore e approfondito esame più avanti (cfr. il parag. 2.5).

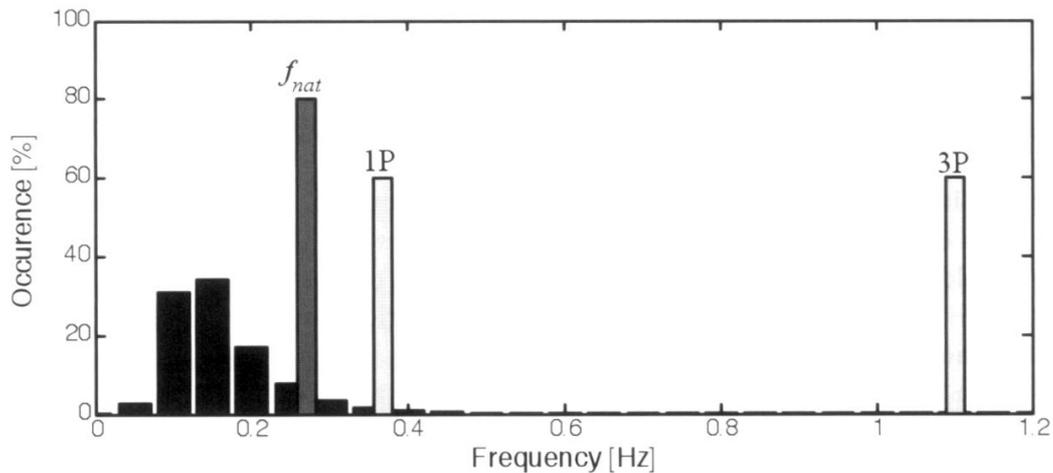


Fig. 2-10f. Spettro di frequenze delle onde rispetto alle frequenze 1P e 3P dell'aerogeneratore [5]

E' innegabile che le onde siano un'ulteriore sorgente di eccitazione, che non può essere trascurata. Le onde sviluppano diverse frequenze (a causa della loro propria natura e delle azioni -principalmente dovute al vento-, che spesso le producono con intensità e direzione variabili). Il loro campo di frequenza è solitamente in valore più basso di quello delle frequenze proprie dell'aerogeneratore.

Considerando la Fig. 2-10f, che è relativa ad un sito della costa danese del Mar del Nord, l'istogramma delle frequenze annuali si colloca in una zona del diagramma, che si trova al di qua della prima frequenza rotazionale della turbina eolica. Se la prima frequenza propria della turbina si trova nell'intervallo 1P-3P non si risentono effetti particolari sul comportamento dinamico della struttura.

Diverso è il caso in cui tale valore sia inferiore a 1P. Allora, si troverebbe ad essere esposto alla possibilità di entrare in risonanza con l'eccitazione da parte del moto ondoso.

2.2.2 Fondale e sottosuolo

La struttura stratigrafica del suolo, su cui sarà posizionata la struttura portante ed in cui saranno infissi i pali di fondazione, deve essere conosciuta con molta accuratezza e così si dovrà fare al momento del P.E.

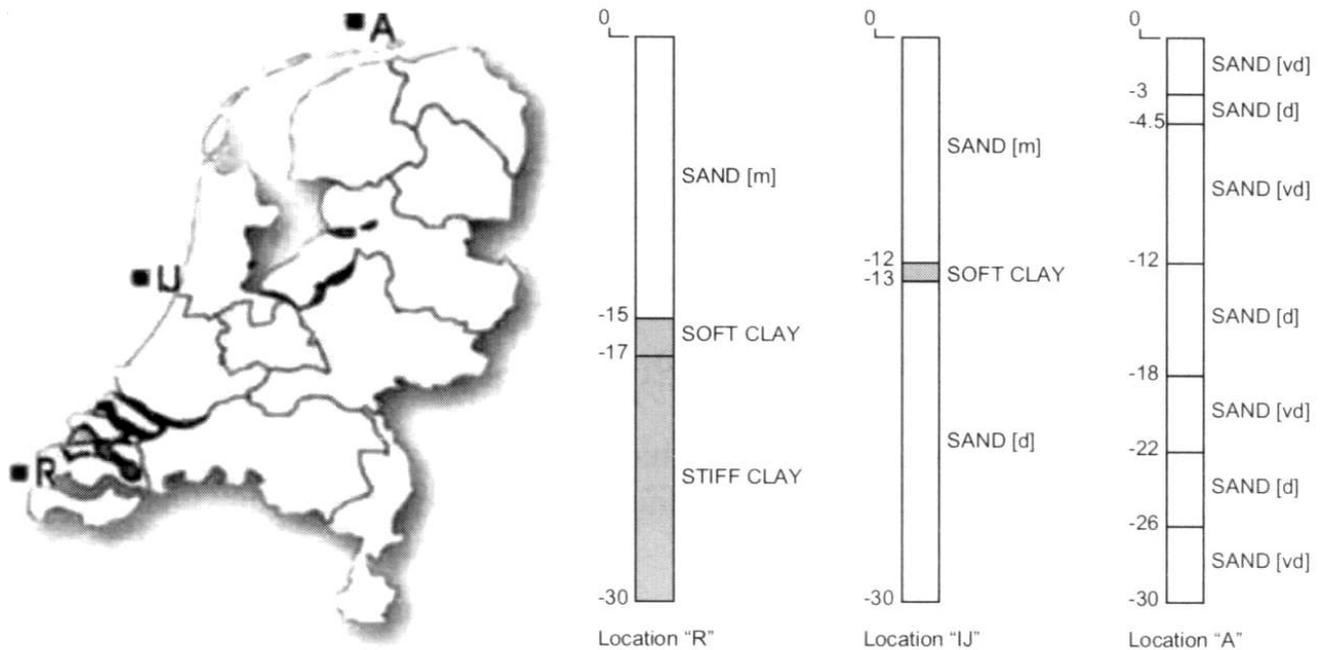


Fig. 2-10d. Composizione del fondale in tre siti lungo le coste del Mar del Nord (d, dense; m, medium; vd, very dense)

Il fondale di molti siti lungo le coste dei mari, che lambiscono l'Italia, come il Mar Adriatico e lo Ionio, sono spesso sabbiosi. Anche nel Mar del Nord una larga parte delle coste ha fondali composti da sabbie e da argille, come nella Fig. 2-10d è mostrato. Le sabbie si possono presentare con caratteristiche di bassa, media ed alta densità a seconda della quantità di acqua imbibita, al pari di quanto si rileva per le argille, che possono essere soffici, rigide o dure a seconda del grado di compattezza dimostrato. La precedente figura mostra tre differenti collocazioni lungo le coste con strati di diverso spessore e di differente natura.

La consistenza dello strato dà una prima idea della capacità dello stesso a reggere i carichi, che il palo fondario vi trasmetterà. Per le attività di progettazione la descrizione della stratigrafia e la conoscenza delle rispettive portanze è assolutamente necessaria e deve essere dettagliata, almeno per ogni posizione occupata dalle unità eoliche. La prima caratteristica da rilevare tramite il carotaggio del suolo è la densità locale, che per strati sommersi è la differenza tra la densità a secco del materiale e quella dell'acqua e che può variare tra 0,4 ed 1 kg/mc.

Per le argille lo sforzo tagliante a secco S_U e la deformazione al 50% dello sforzo, ϵ_{50} , che vanno come per tutte le altre tipologie di strato determinate da rilevazioni dirette, possono essere indicate nella tabellina sottostante.

Tipo di argilla	S_U [kPa]	ϵ_{50} [%]
tenera	0-25	1,5
solida	25-50	1,5
rigida	50-100	1,0
molto rigida	100-200	0,5
dura	>200	0,5

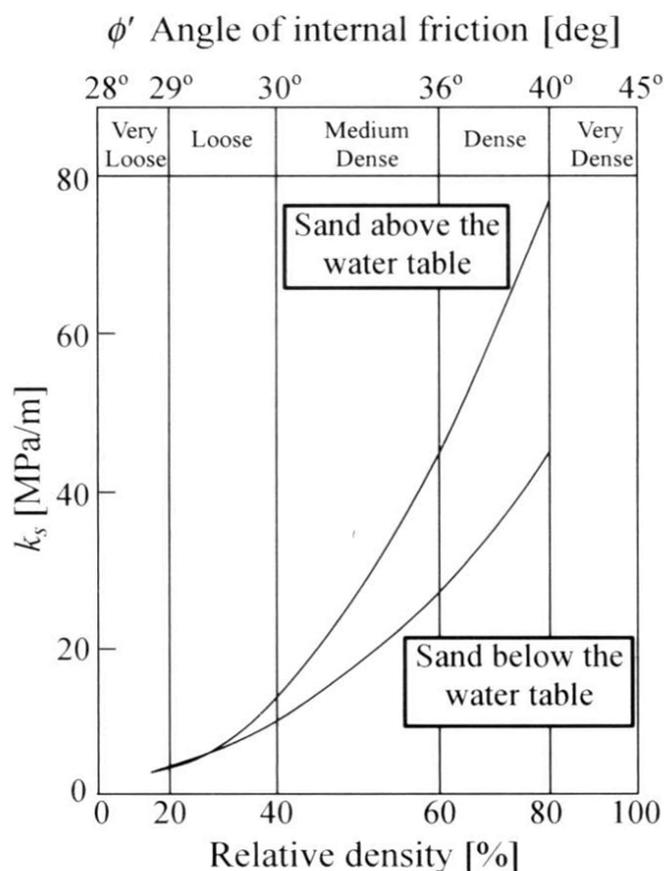


Fig. 2-10e. Modulo iniziale della reazione k_s in funzione dell'angolo di attrito

Per la sabbia occorre determinare l'angolo d'attrito ϕ e la relativa densità. Sono quantità da determinare attraverso campionamenti in situ, come si è detto per le argille. Il modulo iniziale della reazione orizzontale, k_s , può essere determinato dai

grafici della Fig. 2-10e. Per meglio organizzare la campagna sperimentale si cfr. la normativa specifica ISO 19901-4 [14].

2.3 MOTO ONDOSO E QUANTITA' RELATIVE

Sono esposte alcune considerazioni sul moto ondoso e sulla localizzazione delle macchine nell'ambito del campo eolico, che coinvolgono il progetto della fondazione e che possono avere rilevanza diretta e significativa, o sui criteri generali di resistenza di materiali e strutture, o sulle caratteristiche dimensionali della stessa.



Fig. 2-10g. Tipico regime della superficie marina soggetta a moto ondoso

Si ritiene di dover considerare con maggior attenzione alcuni aspetti, che toccano in modo particolare

- a) le caratteristiche più significative del moto ondoso;
- b) le maree;
- c) le azioni del moto ondoso;

che saranno qui di seguito in questo paragrafo presi in esame, pur se in linea generale.

2.3.1 Moto ondoso e sue caratteristiche

In brevissima sintesi si può dire che il motore primo delle onde marine sia il vento. L'assoluta assenza di azioni eoliche lascerebbe la superficie acqua tanto tranquilla da assomigliare ad una tavola o ad uno specchio. La bassa intensità la fa incresparsi appena, le forti raffiche creano onde alte sino a raggiungere ampiezze dell'ordine della trentina di metri, come si è riscontrato in tempeste dell'Oceano Atlantico.

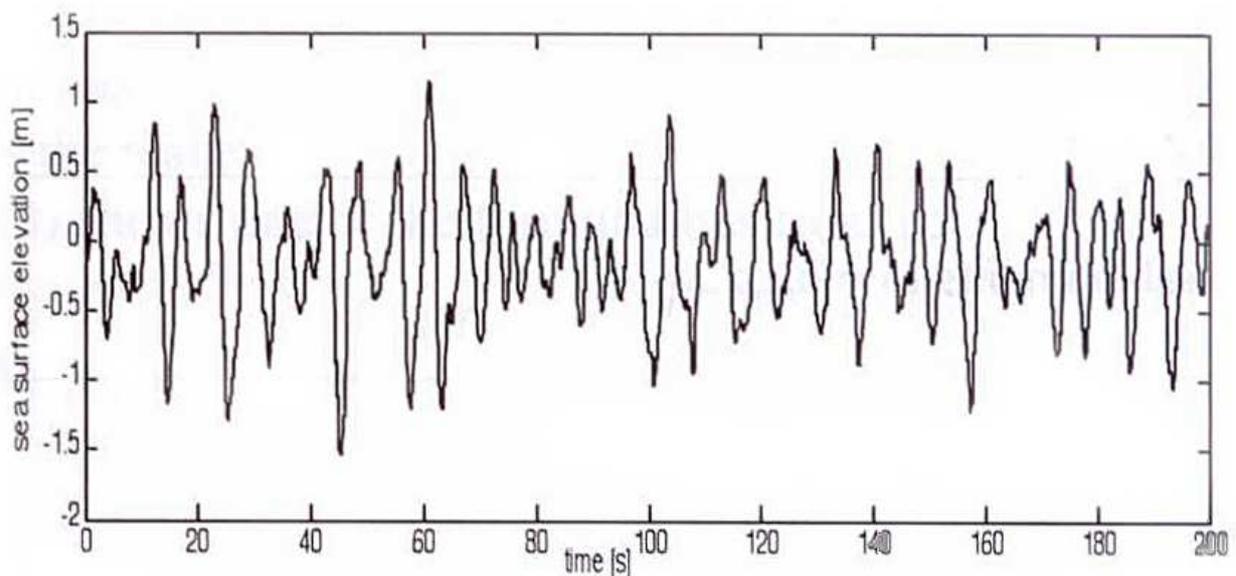


Fig. 2-10h. Registrazione nel tempo di un punto singolo della superficie marina [13]

Non essendo costante, né in direzione, né in intensità la causa eccitante, altrettanto si verifica per l'effetto. Le onde (Fig. 2-10g) si propagano in differenti direzioni e, conseguentemente, il modello matematico per rappresentarle sarà del tipo pseudo-random. Le registrazioni lo confermano (Fig. 2-10h). Il tracciato, che dà conto della risposta in funzione del tempo può essere sviluppata in serie di Fourier nella cosiddetta densità di energia o spettro d'onda (ve ne sono alcune di tali forme spettrali, come quelle di Pierson-Moskowsky [7]). Qualche considerazione aggiuntiva proprio a partire dallo spettro di frequenze e dalla serie temporale di origine sperimentale, è il caso di affrontare, considerando

- *distanza dalla costa.* Va essa determinata, valutando non solo la batimetria del fondale, ma anche l'acclività del fondo marino e l'altezza dell'onda massima specificata. Bisogna evitare che l'onda si franga direttamente sulla fondazione per gli effetti drammatici dovuti alla caduta di tonnellate d'acqua sul corpo in questione, la cui entità non è facilmente determinabile. La situazione è tanto più

pericolosa quanto maggiore è l'altezza dell'onda frangente. Occorre che la struttura si trovi, o prima per essere facilmente scavalcata dall'onda, o dopo il frangersi dell'onda. In questo esame entrano le caratteristiche dell'onda (onda massima registrata, onda estrapolata probabilisticamente sul periodo di stima fissato dal Committente, cioè trentennale, cinquantennale, secolare, etc.) e la profondità del fondale, che è in grado di far frangere onde superiori ad un certa altezza e di lasciar passare quelle di minor valore. L'inclinazione del fondo marino può, poi, cooperare nell'attenuazione degli effetti a mano a mano che l'onda s'approssima alla costa.

- *altezza dell'onda.* Si intende per altezza d'onda la distanza tra cresta e cavo. Il valore da assumere per tale quantità deriva dalle rilevazioni di ondometri. La registrazione delle onde massime è suddivisa in tre intervalli, ai primi due è aggiunta la media dell'ultimo. L'altezza dell'onda dello spettro è la media di un terzo delle onde che hanno la più alta ampiezza nella serie temporale e che in pratica è uguale a quattro volte la deviazione standard della serie temporale. Sostanzialmente l'altezza, stimata da esperti veleggiatori, si confronta abbastanza bene con questa grandezza, che è derivata da valutazioni statistiche. Per risalire al valore massimo, che individua l'*onda significativa*, occorre conoscere un fattore moltiplicativo (detto k_x che sulla costa di interesse varrebbe 1.7/1.8) da applicare alla media. Dalle misure effettuate a mare l'altezza significativa dovrebbe valere grosso modo 12,3 m., come è deducibile anche dalla relazione

$$H_s = 1.72 \times 6.0 \text{ m} = 12.3 \text{ m} \quad (2.4)$$

All'altezza dell'*onda di riferimento* si perviene, ammettendo un coefficiente correttivo di 1.15-1.23 (numero da verificare) per la stima probabilistica dell'onda massima raggiungibile nell'intervallo di tempo congruo per le analisi di lungo periodo, con la relazione

$$H_{max} = 1.23 H_s \text{ m} = 12.6 \text{ m} \quad (2.5)$$

Questo significa che, ottenuta debita conferma dall'Istituto che provvede al rilevamento ed alla elaborazione dei dati desunti dalle stazioni dotate di ondometri (Istituto Ondametrico Nazionale), la quota massima -cui può arrivare l'onda rispetto al medio mare- potrebbe essere di quella entità.

Nel progetto delle strutture fondarie non si è scelto un valore più basso per due ordini di considerazioni. In primo luogo i dati, testé considerati, sono soggetti a conferma (o smentita), non essendo basati su documenti ufficiali, ma essendo semplicemente tratti da stime di esperti o da informazioni raccolte nell'ambiente della gente di mare. Secondariamente i dati precedenti si riferiscono a mare aperto, trascurando fattori riduttivi, quali l'azione frenante e frangente del fondo acclive, l'effetto della riva (con le sue riflessioni/rifrazioni d'onda, etc.), etc. Di queste influenze si ritiene giustamente di doverne fare a meno

E' opportuno ricordare che per bassi fondali può ragionevolmente farsi valere la seguente corrispondenza tra l'altezza d'onda H_o (o l'altezza di frangimento

d'onda, H_f) e la profondità del fondale marino H_m o d con le relazioni

$$H_o = 0.78 H_m \quad (2.6)$$

$$H_f = (H_m \cdot g)^{1/2} \quad (2.7)$$

Pertanto, con batimetrie rispettivamente attorno a 5 m e 10 m l'altezza d'onda varrebbe circa 3.9 m. e 7.8 m. rispettivamente. L'ultimo dato non è sostanzialmente diverso da quello raccolto dalla testimonianza degli analisti marini (pari a 7.5 m.).

- *periodo dell'onda.* In assenza di altri contributi sperimentali si ricorre alla relazione dello JONSWAP (Joint North Sea Wave Project), che è anche una versione migliorata dello spettro di Pierson-Moskowitz e che si potrebbe dedurre tra il rapporto della durata delle misurazioni ed il numero di passaggi per la linea del mare medio (o sezione di elevazione zero). Inoltre, consente di stimare la quantità in discussione [6], partendo dalla conoscenza dell'altezza dell'onda. Se si dovessero prendere valori un po' più alti per l'onda di riferimento (15 m), per l'onda significativa (12.9 m) e per quella massima (7.5 m), si troverebbero i valori di 17.5, 16 e 12.5 sec., applicando la relazione seguente

$$T = 4.5 (H_o)^{1/2} \quad (2.8)$$

In letteratura si trovano anche altre formulazioni, che potrebbe essere opportuno considerare, data la diffusione a loro affidata. Si ricorda, ad esempio, la seguente relazione, che può anche suggerire valori leggermente diversi da quelli desunti dall'applicazione della legge precedente

$$T = 4.1 (H_o)^{0.4} + 1 \quad (2.9)$$

(Hapel tramite una regressione lineare in un diagramma bilogarithmico per le condizioni del Mar del Nord suggerisce una formula leggermente diversa con le costanti pari a 4.2 e 0.7 in luogo rispettivamente di 4.1 e di 1) purché il valore ottenuto rispetti la disequaglianza

$$8 \cdot (H_o/g)^{1/2} \ll T \ll 20 \text{ s.} \quad (2.10)$$

ovverosia sia maggiore di 7,2 s (per altezza massima da 7.8 m.) e minore di 20 s.

Per pervenire al *periodo di picco* si moltiplicano i valori, testé calcolati, per un fattore riduttivo, che è convenzionalmente assunto in 0.9.

- *lunghezza dell'onda.* Si può ora risalire alla lunghezza dell'onda con l'espressione

$$l_o = T \cdot (g \cdot H_o)^{1/2} \quad (2.11)$$

che porta per la precisione, ad un valore di 107 m. (non molto diverso da quello che si era assunto in una prima valutazione assai empirica di una onda lunga al massimo un centinaio di metri).

Ritornando alla questione dell'analisi spettrale, il calcolo inizia con il convertire lo spettro in onde sinusoidali. La loro ampiezza e la loro frequenza possono essere dedotte dalla densità di energia, fornita dallo spettro. La somma di tutte le armoniche serve a descrivere l'andamento della superficie marina, sottoposta all'ondosità nel tempo.

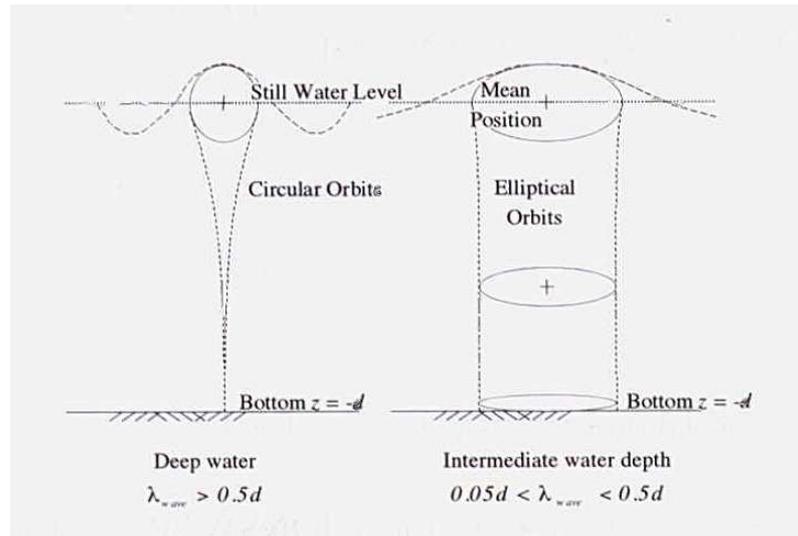


Fig. 2-10i. Orbita delle particelle secondo la teoria di Airy

Per ogni onda armonica il movimento della particella d'acqua è descritto dalla teoria dell'onda lineare di Airy [8]. In un sito profondo la particella descrive un cerchio in accordo con l'andamento dell'onda ed il diametro tende a diminuire con la profondità. La relazione, che in questo caso intercorre tra profondità e lunghezza dell'onda, vale

$$\lambda_w > 0,5 d \quad (2.12)$$

Con bassi fondali l'effetto del suolo tende a far assumere al cerchio un aspetto più dilatato, degenerandolo in ellisse, come si rileva dalla Fig. 2-10i, e la disequazione prende la forma

$$0,05 d < \lambda_w < 0,5 d \quad (2.13)$$

La cinematica della particella d'acqua orizzontale è descritta dall'equazione seguente, in cui z è l'asse, che determina la distanza dal pelo libero ($-d \leq z \leq 0$), x la posizione orizzontale nella direzione dell'onda e t il tempo

$$v(x, z, t) = 2n\zeta f \left\{ \frac{\cosh k_w(z+d)}{\sinh k_w d} \right\} \cos(k_w x - 2\pi f t) \quad (2.14)$$

con ζ ampiezza dell'onda e pari a $0,5 H$ (in m), f frequenza dell'onda (in Hz), k_w numero d'onda pari al prodotto $2 \pi / \lambda_w$ (in m^{-1}), λ_w lunghezza d'onda (in m) e d la profondità del fondale (in m).

- *quota di coronamento della struttura.* L'eccedenza in altezza rispetto al medio mare della fondazione dovrà essere opportunamente valutata (cfr. il parag. 3.2.1). Alle precedenti quantità va aggiunto un franco per tener conto della marea normale e per mantenere la flangia di collegamento torre-fondazione fuori del contatto diretto con l'acqua.

Con le quantità, precedentemente stimate, l'altezza totale del jacket (da quota fondale a coronamento) raggiunge valori, che possono essere abbastanza discosti dalla altezza del battente d'acqua medio.

In tutte le precedenti stime è indispensabile ricercare ed individuare il valore dell'escursione imputabile alla *marea* per determinare una volta per tutte le dimensioni finali del manufatto fondario.

- *il frangersi dell'onda.* La relazione, che limita il fenomeno, è data dal rapporto

$$H/d > 0,78 \quad (2.14)$$

Ove d è la profondità del fondale ed H l'altezza dell'onda. Anche con onde del valore massimo di 13/15 m per verificarsi il temuto processo il battente dovrebbe essere $d < 17/18$ m circa. In siti eolici con fondali sabbiosi tendenzialmente orizzontali od in debole acclività e con fondazioni a traliccio tubiero il fenomeno ha scarsa probabilità di occasione, in quanto proprio questa tipologia di fondazione si adatta a fondali di media/alta profondità. Attenzione va, invece, posta per fondali rocciosi ed accidentati con forti variazioni di quota (per gradini, buche, fosse, etc.) per i quali il rapporto può subire sensibili modifiche da punto a punto.

Le *forze d'urto*, che un'onda frangentesi, trasmette ad un corpo fisso non sono univocamente determinabili. Pur restando molte incertezze il carico (F) da onda, che si sta rompendo, secondo DNV [10] è rappresentabile con l'equazione

$$F = \frac{1}{2} \rho C_s A u^2(x,z,t) \quad (2.15)$$

con ρ densità dell'acqua (kg/mc), A l'area esposta frontalmente all'onda (in mq), C_s coefficiente cautelativo da individuare nell'intervallo 2 - 6,3 ed u la velocità delle particelle sulla cresta dell'onda (in m/s), che si sta rompendo. In generale, la probabilità, che un sito eolico possa essere contraddistinto dal fenomeno, è relativamente piccola per i motivi, che sono stati prima addotti.

2.3.2 Maree e correnti

Come ogni frequentatore delle coste ha modo di constatare, appena vi si intrattenga per un lasso di tempo non brevissimo, il livello del mare non resta fisso (Fig. 2-101). E questo stato di apparente imm modificabilità, pur essendo un dato reale per dati intervalli temporali, non si mantiene e la superficie non resta inalterata e pari al livello del mare medio. Le condizioni di tranquillità non sono certo permanenti, anzi la variabilità meteorologica induce conseguenze proprio sulla superficie del mare, quando è percorso da temporali o da tempeste. Altra causa di variazione del livello è da attribuire all'azione gravitazionale di Sole e Luna, cioè alla marea. Si creano così due richiami d'acqua ad entrambi gli estremi del globo, sotto i quali ruota la terra con il risultato che nel corso delle 24 ore in certi luoghi si osservino due massimi e due minimi nel livello marino.

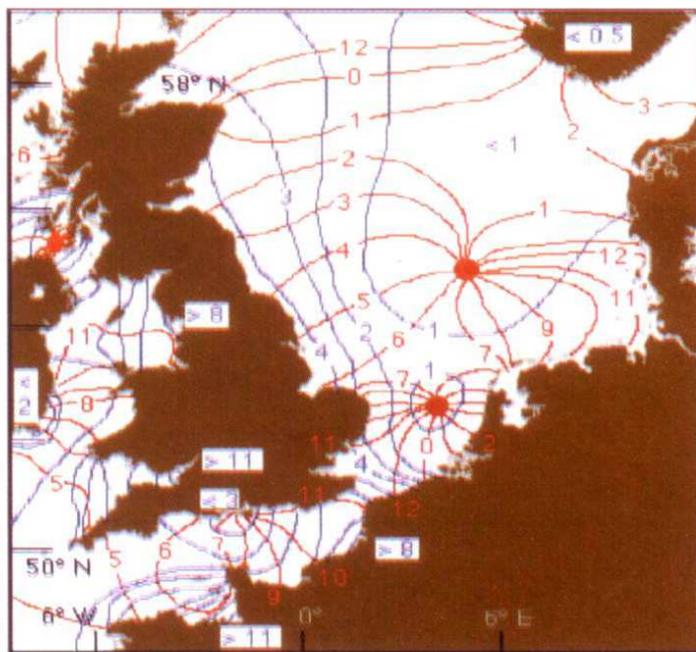


Fig. 2-101. Andamento delle maree nel Mar del Nord (linee rosse, siti con marea nello stesso istante; linee blu, siti con marea della stessa entità)

La marea ha fluttuazione mensile. Quando Sole e Luna sono in congiunzione al momento della luna piena o del primo quarto, il livello del mare tende a raggiungere, o il suo valore maggiore (detta anche *spring tide*), o il punto più basso. Quando Sole e Luna sono rispetto alla Terra a 90° , si è nel regime di bassa marea (detta in inglese *neap tide*).

Se l'alta marea ha influenza sul carico idrostatico sulla struttura fondaria e può creare difficoltà al personale nel raggiungere e nel salire sulla torre, la bassa marea può offrire vantaggi per le influenze contrarie a quelle appena rilevate. Poiché la bassa marea si mantiene abbastanza costante e con essa tende a ridursi la corrente, il suo

apparire è molto utile per le operazioni di installazione delle fondazioni a gravità. Non presenta alcun vantaggio significativo per la realizzazione di altri tipi di fondazioni ed, in particolare, per quelle a castello tubiero.

Un particolare, che ha un indubbio significato in quanto serve a dar ragione delle indicazioni, che si traggono, riguarda le *carte nautiche*. Le profondità del fondale, che si leggono su tali mappe, sono correlate con la media della più bassa marea astronomica (LAT, lowest astronomical tide). Tutti coloro che vanno per mare sanno, pertanto, che le quote, indicate sulla carta, rappresentano la minima profondità d'acqua del sito, di cui stanno informandosi.

Le correnti sono guidate dalle mare e dalla circolazione oceanica, sebbene la foce dei fiumi, le differenze di temperatura e di salinità, l'apparire di tempeste e la loro preferibile localizzazione, come pure la struttura geografica della zona possano essere altrettante cause di incremento o di modifica delle correnti stesse. Queste tendono ad essere più forti laddove le maree sono altrettanto decise o laddove la batimetria locale sia in grado di influenzare drasticamente la corrente da marea.

Per quanto riguarda gli effetti sulla progettazione strutturale si assume che la velocità istantanea delle correnti alla superficie ed in profondità sia costante in valore ed in direzione; siffatti carichi vadano ad assommarsi alle altre tipologie di carichi, evidenziati nelle specifiche (cfr. il parag. 3.4) e nei calcoli conseguenti [1].

2.3.3 Azioni del moto ondoso

Nell'ipotesi di fluido perfetto i *carichi idrodinamici* agenti sulla parte immersa della struttura, sono dovuti soltanto al potenziale incidente ed a quello diffratto. Nelle piattaforme a traliccio la struttura immersa risulta essere "trasparente" alle onde, essendo composta da "aste di diametro trascurabile rispetto alla lunghezza delle onde di progetto".

Nel caso siano, invece, presenti oggetti di dimensioni notevoli, come possono essere i corpi di spinta o le fondazioni monopila specialmente per macchine eoliche di grande potenza unitaria, occorre procedere ad una valutazione rigorosa del potenziale diffratto, tralasciando le formule che nel caso dei pali danno le forze "a potenziale" e che possono esprimersi con la seguente relazione

$$d\bar{F}/dz = p.A.(1 + CM). \bar{a} \quad (2.16)$$

in cui il primo membro rappresenta la forza applicata su un elemento di asta lungo dz , p è la densità dell'acqua, A l'area della sezione dell'asta ed a la accelerazione dell'onda nel baricentro della sezione.

Nella realtà il *fluido marino* è, sia pur debolmente, viscoso. Ne consegue che insorgano fenomeni di attrito fra fluido e parete, formazione e distacco di vortici (anche nel caso che le superficie immerse nel liquido siano perfettamente lisce e non coperte da vegetazione, mitili o altri corpi, come avviene nelle piattaforme a mare), con conseguente apparire di forze di trascinamento (*drag*) e di portanza (*lift*), che sono per altro usuali in ogni trattazione sulle azioni del vento e che non vale ricordare o sottolineare dal momento che in impianti come gli aerogeneratori rappresentano una situazione ben nota.

Anche in questo caso è possibile ricorrere ad una formula approssimata del tipo di quella riepilogata nei calcoli per questa categoria di carichi presenti nelle realizzazioni tecniche, come la seguente

$$F = 1/2.C_s.p.A.v^2 \quad (2.17)$$

nella quale al solito p è la densità dell'acqua e v la velocità dei filetti fluidi, dovuta all'effetto sovrapposto di onda e di corrente.

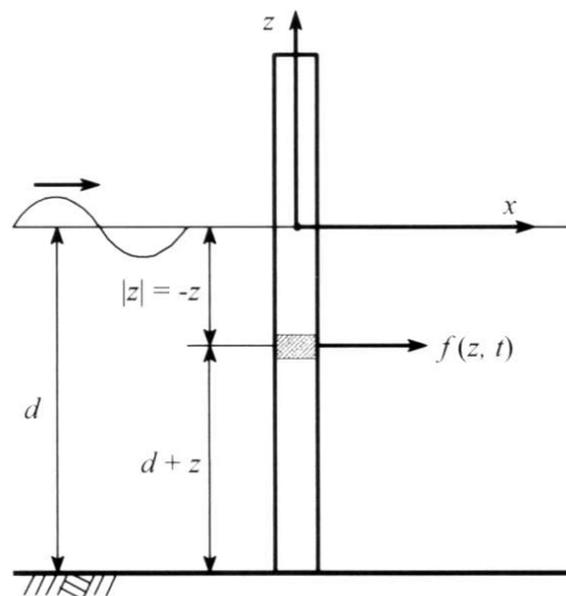


Fig. 2-10m. Corpo cilindrico snello soggetto ai carichi idrodinamici

Le *forze di drag* sono proporzionali al quadrato dell'altezza dell'onda e dipendono dalla superficie proiettata su un piano trasversale della struttura, anziché, dal volume. Sono, pertanto, dominanti nel caso di piattaforme o fondazioni a pali. La forza idrodinamica combinata agente su un elemento di asta lungo dz può essere ottenuta con la ben nota relazione empirica, dovuta a Morison, in cui il carico idrodinamico totale, F , è la somma di quello da drag, F_d , e di quello d'inerzia, F_i , come segue

$$\begin{aligned} F(x,z,t) &= F_i(x,z,t) + F_d(x,z,t) = \\ &= p.A.(1 + C_m).a(x,z,t) + 1/2.p.D. C_d. \bar{v}(x,z,t)./\bar{v}(x,z,t)/ \quad (2.17) \end{aligned}$$

nella quale A e D sono rispettivamente l'area ed il diametro equivalente della sezione investita dal fluido, ρ è la densità dell'acqua, C_d e C_m sono i coefficienti idrodinamici di "drag" e di "massa aggiunta" (added mass) in funzione della forma della sezione, a e v sono rispettivamente l'accelerazione e la velocità orbitale del fluido, che sono dirette normalmente all'asse dell'asta e sono calcolate nel baricentro della sezione.

I due coefficienti sono determinati, o dal caso specifico di carico, che si sta considerando (fatica o situazione estrema), o dalla forma della struttura, o dalla presenza di accrescimento marino (cfr. il punto 4.1.4b), o da altri fattori più pertinenti. Valori tipici da assumere nelle analisi di fatica su struttura monopila (o su corpo singolo) possono essere $C_d = 0,7$ e $C_m = 2,0$: il progettista deve fare attenzione ad impiegare valori corretti per il proprio caso in esame [8].

La Fig. 2-10m dà una rappresentazione di una membratura cilindrica snella sottoposta a carico idrodinamico. La somma delle forze di drag e d'inerzia rappresenta il carico idrodinamico complessivo sul cilindro. Non dimenticando che velocità ed accelerazione hanno una differenza di fase di 90° , ne viene che le forze suddette non siano in fase. In generale, il vettore somma del massimo carico idrostatico non corrisponderà, né al massimo delle forze di drag, né a quello delle forze d'inerzia.

2.4 AZIONI EOLICHE

2.4.1 Previsioni del potenziale eolico

E' essenziale la conoscenza particolareggiata del *potenziale eolico del sito*. La caratterizzazione orientativa del sito è di solito desunta da dati recenti/passati, purché probanti e validi riferiti a zona limitrofa o congrua, essendo soggetta a carico eolico preciso e simile a quello del sito.

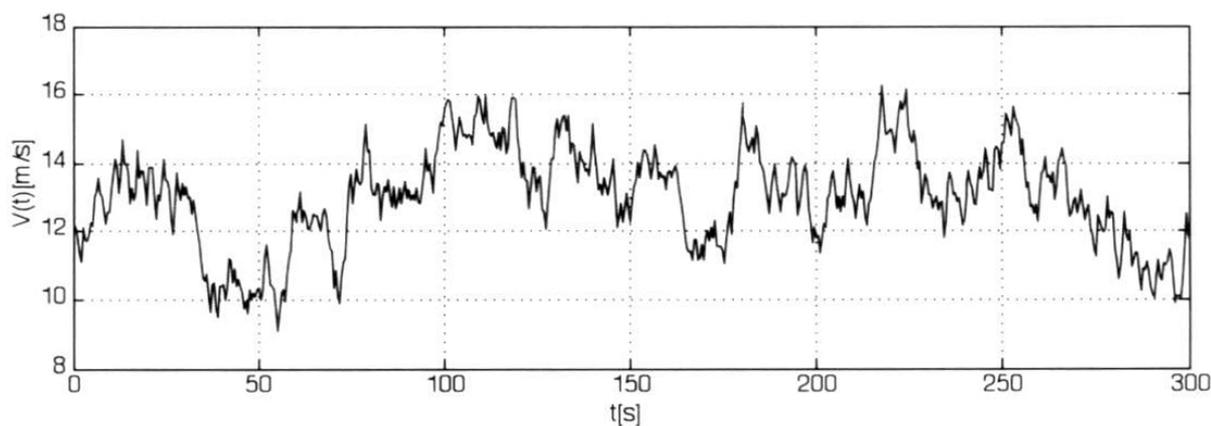


Fig. 2-10o. Tracciato di misura della velocità (m/s) del vento in funzione del tempo (sec)

Da questa assunzione discende la necessità di affrontare le modalità per stimare e determinare le risorse di energia generabile con le turbine per la durata della vita del campo eolico. Per far questo di solito si assume che le *condizioni climatiche locali*, rilevate in passato, si perpetueranno in futuro. Pur ammettendo una stabilità climatica generale, vi sono variabilità da un anno con l'altro, oltre alle fluttuazioni stagionali classiche, che introducono incertezze nelle previsioni. Queste sono correlate con la lunghezza del periodo considerato.

Se si stima che su un lasso temporale di 30 anni possano valere sul $\pm 5\%$, su un anno unico potrebbero essere almeno del triplo [20]. Sono motivate esclusivamente dalla variabilità climatologica e non dipendono in alcun modo, o dalle tecniche di misura, o dalle correzioni imputabili a tolleranze da osservazioni a lungo periodo, o da altre condizioni.

La stabilità atmosferica a mare ha cadenza stagionale, come accade sulla terraferma, ove ha una più marcata limitazione, essendo a misura giornaliera. Donde la necessità di impostare misure dirette (Fig. 2-10o) per almeno una annata per superare l'effetto dell'alternanza delle stagioni e la conseguente variabilità. In mancanza di rilevazioni locali si può ricorrere a programmi di previsione, come il

Power [20] o il NCEP/NCAR [21], le cui indicazioni sono valide in un raggio di una cinquantina di chilometri dal profilo costiero.

La loro precisione, specialmente per le zone più prossime alla costa, dove si dovrebbero concentrare almeno i siti nazionali, non è molto accurata. Poiché i dataset a larga scala hanno risoluzioni da 0,5° a 2° possono essere utilizzati come informazione generale e come guida per indagini più fini. Inoltre, la loro accuratezza è piuttosto scarsa, se si confrontano i risultati con le misure in loco.

Restando sempre nel settore delle stime di previsione una alternativa alle misure dirette potrebbe essere anche la *utilizzazione di dati rilevati a distanza* [23]. Lo scatterometro tipo QuickSCAT [24], che fornisce dataset della velocità del vento, ha una buona risoluzione temporale un po' dovunque sul globo terrestre. Meno buona è quella spaziale; per i regimi eolici lungo le coste, poi, è totalmente carente.

Le informazioni ricavate dal SAR (Synthetic Aperture Radar) hanno precisione e risoluzione spaziale migliori rispetto alle prestazioni dello scatterometro, specialmente per le zone costiere. La risoluzione temporale è insoddisfacente a causa delle rivoluzioni poco frequenti del satellite [25]. Per quanto riguarda la precisione del SAR va ricordato che l'immagine singola è data con una tolleranza di ± 2 m/s su un intervallo da 2 m/s a 24 m/s con una risoluzione spaziale di 300 in 300 m [25, 26]. Per scopi di studio i dati satellitari sono indubbiamente molto utili [26].

Volendo utilizzare questa via per gli scopi industriali di siti eolici, di cui si stanno valutando le possibilità, si deve rilevare che occorre un numero consistente di immagini per ricavare una distribuzione probabilistica della velocità del vento [27,28]. Il costo dell'operazione può diventare assai elevato. Inoltre, i dati, desumibili con i metodi di cui si sta discutendo in questo capoverso, sono stimati a quote sul livello del mare basse (talora anche sotto i 10 m).

E' la stessa situazione, che si ha con i dati rilevati da boe [29]. Proprio l'estrapolazione dei valori di velocità del vento da questi dati, rilevati quasi sulla superficie del mare, è la maggior causa di incertezza. Ed è tanto più vero, quanto più si è prossimi alla costa.

Infine, qualche considerazione molto generale sull'utilità di dati desunti a distanza dal sito. Sebbene queste informazioni siano fondamentali o, per lo meno, appaiano essere indispensabili qualora si debba condurre una esplorazione iniziale delle capacità eoliche del sito, non sembrano ancora possedere attendibilità tale da consentire di dedurre indicazioni valide o, addirittura, stime accettabili del potenziale energetico locale.

A mano a mano che il campo delle previsioni teorico-sperimentali si avvarrà di maggiori punti di misura e di migliori rilevazioni, come sta avvenendo nel Mar Adriatico con il progetto comunitario POWERED, le indicazioni desunte da tali "algoritmi" saranno sempre più attendibili e potranno non richiedere nella fase dell'impostazione progettuale del campo misure a mare dirette.

2.4.2 Misure dirette

Resta aperta la soluzione del problema, che è stato posto all'inizio di questa sezione e che riguarda la determinazione dei valori della velocità del vento nel sito, destinato al campo eolico. Intanto, è opportuno rammentare che proprio dagli ambienti marineschi sia venuta la spinta a determinare la intensità del vento. Ne è prova la tabella, che elenca e definisce i diversi intervalli di velocità e che è nota come classificazione di Beaufort (cfr. la tabellina qui allegata).

Nel 1838 Beaufort -ammiraglio della marina reale britannica- propone un marchingegno tecnico-formale per correlare la forza del vento con il comportamento del naviglio. Riducendo la grande variabilità dei venti a tredici classi -dalla forza 0 a quella massima di 12- fornisce un metodo efficace per valutarne l'intensità. Inoltre, consentiva ai marinai della flotta inglese di registrare sul giornale di bordo non soltanto gli effetti del vento, ma anche di correlarli con l'intensità e di trovare così il modo di collegare le azioni ventose con gli eventuali danni, da esse prodotti.

Intensità del vento secondo la classificazione Beaufort

Forza	(nodi)	Velocità equivalente (km/h)	(m/s)
0	< 1	< 1	0 - 0,2
1	1 - 3	1 - 5	0,3 - 1,5
2	4 - 6	6 - 11	1,6 - 3,3
3	7 - 10	12 - 19	3,4 - 5,4
4	11 - 16	20 - 28	5,5 - 7,9
5	17 - 21	29 - 38	8,0 - 10,7
6	22 - 27	39 - 49	10,8 - 13,8
7	28 - 33	50 - 61	13,9 - 17,1
8	34 - 40	62 - 74	17,2 - 20,7
9	41 - 47	75 - 88	20,8 - 24,4
10	48 - 55	89 - 102	24,5 - 28,4
11	56 - 63	103 - 117	28,5 - 32,6
12	64 ed oltre	118 ed oltre	32,7 e oltre

Sebbene la scala di Beaufort sia ancora in uso presso i meteorologi ed i veleggiatori, nel settore tecnico si preferisce ricorrere alla valutazione in m/s, nella qual unità di misura è stata stilata l'ultima colonna della citata tabella. Per la grande -e, per altro, permanente- variabilità del vento ci si riferisce di solito al valor medio. Questo può essere riferito, o ad un breve intervallo detto della raffica (0-10 s), o a

intervalli più specifici, attivando così la media oraria, quella giornaliera, quella mensile, la annuale, etc.

Per poter avere metodi accurati di valutazione dell'intensità del vento bisogna ricorrere a *misurazioni dirette*, usando equipaggiamenti standard di qualità opportuna, individualmente calibrati, collocati ad altezze sufficienti rispetto al suolo o al mare, ben esposti e non schermati da ostacoli frontali/laterali/sottostanti, sistemati su sostegni sottili, che non creino "ombra" al sensore, e non soggetti a moti od a spostamenti/rotazioni nel tempo, più o meno lenti o impulsivi.

Queste misure potrebbero essere, o locali, cioè rilevate nel sito interessato a tali osservazioni, o remote, cioè in sito diverso da quello in oggetto. Non dovrebbero esservi obiezioni alla seconda eventualità dal momento che, come si è appurato nel precedente paragrafo, si considerano dati, che sono rilevati da strumenti a bassa potenza posti su satelliti.

Sulle misurazioni locali, oltre alle esigenze -sovente imperative ed ultimative- dei finanziatori ad avere dati da sensori in situ, non vi sono obiezioni di principio, salvo quelle derivanti dagli aspetti tecnici, amministrativi ed economici. Questi sono imposti dai requisiti della soluzione. Essa richiede, oltre tutto, l'ottenimento di autorizzazioni per mettere a mare una struttura porta-sensori, che va fissata al fondale, che vi deve restare in funzione per un certo tempo e che è imposta esclusivamente da tale scopo (od in generale da rilievi meteo).

L'altezza della struttura è il compromesso tra alcuni fattori [29], quali

- a) l'incertezza nel prevedere l'energia, che sarà effettivamente generata dal rotore alla quota prevista dal progetto;
- b) la spesa per elevare la struttura porta strumenti sino ad una altezza pari o superiore ai 50 m (corrispondente ai $\frac{3}{4}$ della quota dell'asse rotorico).

Si dovrà fare attenzione che la struttura non faccia "ombra" ai sensori, o sistemandoli sui due lati opposti di essa nel caso ciò accada, o ricorrendo a forme, come il palo, che non influenzi negativamente le misurazioni. E' evidente che il palo abbia bisogno di stralli per poter stare in piedi.

La durata delle misurazioni deve essere estesa almeno ad un anno per coprire le variazioni stagionali. In questa prospettiva si può ricorrere a due metodi per collegare le misure locali con i dati di riferimento a lungo termine necessari per derivare stime climatologicamente corrette. Per raggiungere lo scopo si ricorre ad

- un *modello fisico*, come spesso si fa rivolgendosi a codici del tipo del WAsP (Wind Analysis and Application Program);
- *analisi statistiche*, correlanti dati relativi ad osservazioni di breve durata con quelle a più lunga gittata.

Non è qui il momento per approfondire il tema. E stato sollevato soltanto per motivare la complessità del processo per giungere ad avere la risposta attesa.

2.4.3 Variabilità con l'altezza e turbolenza

La velocità misurata in campo varia con lo spazio, con il tempo, con la direzione e con l'altezza. E' noto che la velocità media aumenta con il crescere dell'altezza del punto, in cui si rileva tale quantità. E' un fenomeno, che è detto in inglese *wind shear*. Inoltre, la velocità attuale in un qualsiasi punto varia con il tempo e con la direzione attorno al valor medio a causa della turbolenza.

Attorno alla terra per uno spessore di 2 km si estende l'atmosfera, nella quale la velocità del vento è influenzata dall'attrito con la superficie terrestre. In questo spessore la velocità del vento, partendo da valore nullo in contatto con il suolo, sale sino a quello in corrispondenza a tale elevazione. Per rappresentare la *variazione dell'intensità eolica con la quota* si ricorre a due modelli, uno di tipo logaritmico e l'altro ad andamento esponenziale, che sono rappresentabili dalle seguenti relazioni logaritmiche od esponenziali [18, 19]

$$v_w(z) = v_{w,r} \ln(z/z_0) / \ln(z_r/z_0)$$

$$v_w(z) = v_{w,r} (z/z_r)^\alpha$$

con α esponente della legge di variazione, $v_w(z)$ velocità media (in m/s) alla quota z , $v_{w,r}$ velocità (in m/s) alla quota di riferimento z_r , z_0 (in m) quota spessore di rugosità. Secondo il Bureau Veritas (DNV) si assegna a z_0 il valore di 0,05 m e per il Germanischer Lloyd 0,002 m [11]. Secondo Burton [12] sarebbero da consigliare per z_0 0,001 con mare mosso e 0,0002 per mare calmo e per α un valore di 0,12 (o 0,14).

Se si prende in esame una registrazione eolica $v(t)$, è possibile da tali tracciati dedurre la velocità media e la deviazione standard. L'intensità di turbolenza è definita come rapporto tra la deviazione standard, σ , che varia con la velocità, divisa per la velocità media, come segue

$$I_t = \sigma / v_w$$

Tale quantità varia con l'altezza e con la ruvidezza del terreno. Zone con maggior attrito al suolo e con quote più basse denunciano condizioni di turbolenza più intense.

2.4.4 Carichi estremi

Si possono considerare due casi

- velocità media con periodo di ritorno crescente (1, 50 e 100 anni);
- velocità massime in periodi di tempo molto ridotti.

La determinazione dei valori da assegnare alla progettazione di unità a terra sono anche consigliati dalle norme IEC, che per la classe I è fissato in 50 m/s. Per unità offshore si può ricorrere alla formula approssimata di Wieringa [9], che è in buon accordo con i risultati teorici per determinare il seguente fattore

$$G(t) = 1 + 0,42 \cdot I_t \cdot \ln(3600 \text{ s}/t)$$

utile per risalire alla velocità media oraria per la durata t tramite l'espressione

$$V_{gust}(t) = G(t) \cdot v_w$$

Maggiori ragguagli sull'impiego di queste indicazioni si possono trovare nelle prescrizioni del Germanischer Lloyd [11].

E' evidente che non possa essere sufficiente fermarsi ai valori di velocità, che servono per bloccare il funzionamento della turbina eolica, cioè i 25 m/s classici (cfr. il punto 4.1.4f).

Gli elementi strutturali dell'unità devono essere capaci di reggere raffiche di maggior intensità, quali certamente si manifestano durante tempeste o mareggiate, prevedibili in un lasso di tempo ben superiore a quello di vita dell'impianto. Il riferimento ai 50 anni o -più cautelativamente- ai 100 anni sembra essere di rigore.

2.5 EFFETTI DINAMICI E PERIODO PROPRIO DELLA STRUTTURA FONDARIA

Le precedenti azioni sono state determinate con l'applicazione della formula di Morison. Questa non tiene conto degli *effetti dinamici dovuti alla presenza di vortici*, i quali, come per altro è ben noto dagli studi di von Karman sul comportamento di oggetti lambiti da fluidi in movimento o di corpi in moto entro fluidi (aeriformi, in particolare e pertanto un po' differenti dall'acqua) possono indurre carichi assai elevati su corpi molto snelli, del tipo di quelli assimilabili alle gambe dei jackets.

Dietro un corpo di data sezione, che ha diametro D e che è investito da un flusso fluido dotato di velocità v costante nel tempo, si formano scie (o catene) di vortici, che nascono, crescono (come si ha modo di constatare osservando un fiume che scorre lentamente attorno al pilone singolo di un ponte) e si distaccano alternativamente (o in coppia) e sono rimpiazzati da altri vortici, nuovamente generati dal moto del fluido.

Il *distacco dei vortici* produce forze periodiche trasversali e parallele alla direzione del flusso con una frequenza legata alla velocità del fluido.

In termini adimensionali di esame tecnico del fenomeno si ricorre al numero di Strouhal ($St=fD/v$), nella cui espressione il fattore f , frequenza di distacco dei vortici, risulta funzione del numero di Reynolds con modi diversi, come si può dedurre dalle correlazioni

$$\begin{aligned} St &= 0,2 && \text{per } 10^2 \leq Re \leq 5 \cdot 10^5 \\ St &= 0,3/0,4 && \text{per } Re > 5 \cdot 10^5 \end{aligned}$$

Per corpi snelli può accadere -e il fatto si verifica più sovente che con corpi rigidi e tozzi anche in aria- che la frequenza di distacco dei vortici sia prossima a quella propria di vibrazione del corpo. In acqua il fenomeno può assumere frequenza ed ampiezza ancor maggiori, per cui non può essere trascurato, pena possibili effetti di collasso sulla struttura. Dal punto di vista del progetto (o della verifica) occorre intervenire sul corpo, variandone la frequenza propria in modo da evitare che si attuino condizioni di risonanza.

Siffatte condizioni vanno riportate alle strutture per gli impianti fuori-costa ed in generale per le piattaforme petrolifere, a cui le fondazioni per aerogeneratori si ispirano. Le costruzioni da installare a mare possono essere suddivise in due categorie in riferimento alla *frequenza fondamentale del manufatto*, quella che ha tale frequenza superiore alla frequenza dell'onda dominante e quella che al contrario ha frequenza inferiore.

Al primo gruppo appartengono, sia la *piattaforma a traliccio*, sia a fortiori la fondazione a gravità, in quanto entrambe hanno elevata rigidità e sono in grado di assorbire i notevoli carichi indotti dal vento e dal mare sotto spostamenti molto piccoli e altrettante piccole deformazioni.

Diversamente si comportano le *piattaforme molto elastiche* o di tipo cedevole (compliant, come nella Fig. 2-11a), che si trovano all'opposto e che, invece, hanno gradi di rigidità molto inferiori rispetto alle soluzioni precedenti e non rispondono con un incremento della deformazione al crescere dello stato di sollecitazione. Specialmente per il tipo cedevole, si può ritenere che la struttura sia in condizione di seguire entro determinati limiti fissati dalla configurazione i moti del mare con conseguenti grandi valori degli spostamenti ed incremento pressoché minimo dello stato sollecitativo.



Fig. 2-11a. Sketch di traliccio (di tipo cedevole o compliant) in fondali non bassi per piattaforma petrolifera

Il *periodo medio* di una struttura a traliccio è di 3-5 s in dipendenza delle dimensioni del manufatto con un campo assai stretto di variabilità. Per un castello tipo compliant il periodo può salire grandemente e collocarsi in un campo di accettabilità ben più ampio e compreso ad ogni modo tra 30 ed 100 s. Di solito si distingue per queste strutture il periodo medio per il sussulto (3÷5 s) da quello per gli spostamenti orizzontali (100÷130 s) in corrispondenza con il particolare comportamento che hanno queste costruzioni sotto il moto ondoso.

Connesso con la variabilità dei carichi e con la risposta, che la struttura deve in qualche modo fornire alle sollecitazioni esterne, è il problema delle *verifiche a fatica* e della resistenza conseguente a siffatto fenomeno. Per la verità, non si dovrebbe affrontare in questa sede una fase dell'analisi strutturale, che è tipica e pertinente a quella della progettazione di dettaglio e delle verifiche finali del manufatto. E', comunque, opportuno qui sottolineare la dipendenza dalla risposta al carico ciclico, che è assai delicata per gli effetti prodotti e che diviene assai importante per le modalità di estrinsecazione.



Fig. 2-11b. Schema di turbina su fondazione a tripode

Durante la loro vita queste strutture sono esposte continuamente al moto ondoso, per cui il numero complessivo di cicli, che esse possono sopportare, dipende dal numero di onde incontrate con periodo coincidente con quello della piattaforma.

In ogni modo occorre opporsi alla coincidenza del periodo naturale della piattaforma con quello delle forze eccitanti. Il mezzo classico è quello di intervenire sulla flessibilità della struttura per contrastare la risonanza. Ed un aspetto non trascurabile, oltre alle caratteristiche intrinseche della fondazione, può intervenire anche il collegamento tra torre e fondazione e, soprattutto, le modalità di transizione tra i due corpi (cfr. il parag. 2.1.5 e le Figg. 1-2 e 2-9/11).

2.6 PALO DI FONDAZIONE: CRITERI DI ASSETTO E DI PROGETTAZIONE

2.6.1 Condizioni dell'assetto generale e schema statico

La fondazione a traliccio metallico per il suo incastro al suolo si serve di pali in acciaio (cfr. il parag. 2.1.2, la Tab. 2.2 e le Figg. 2-7/8/9/11b), che vengono conficcati nel terreno per una profondità dipendente da vari fattori (i carichi trasmessi dalle strutture sovrastanti, le condizioni meteorologiche e marine del sito, la natura del fondale e dei suoi strati sottostanti, le caratteristiche geometriche e strutturali della



Fig. 2-12. Schema di struttura portante con i tubi di guida dei pali di fondazione fissati al piede dei montanti

struttura collocata in postazione, etc.). I pali possono essere ospitati direttamente all'interno dei montanti od esserlo in apposite guide da saldare al piede di ogni gamba, come è nelle Figg. 2-12/18. Nel progetto attuale si segue la prima alternativa.

L'impiego di fondazioni a traliccio di tubi (tipo jacket) fa ritenere che

- *l'area di occupazione di suolo sia ristretta al diametro dei montanti (o alle dimensioni dello zoccolo di base) e/o a quella di inserimento nel fondale al diametro dei pali;*
- *non si debba ricorrere ad alcuna preparazione del terreno, né ad alcun suo consolidamento;*
- *il fondale non sia soggetto a scouring intenso per l'esiguo diametro dei pali di fondazione e dei montanti (entità, comunque, da valutare);*
- *un tendenziale rassodamento locale del fondale, operato dai pali di fondazione, che non è da considerare, data la mutua distanza degli stessi.*

A seguito delle modalità di annegamento delle gambe fondarie, che permettono alla struttura di scendere sino al livello del fondale e di appoggiarvisi, all'interno dei montanti resta permanentemente acqua, il cui pelo libero raggiungerà una situazione di equilibrio tra le condizioni esterne e quelle interne (pressione idrostatica, pressione barometrica, temperature, salinità, potenziali elettrochimici, etc.) esistenti al momento dell'installazione della fondazione (di solito non è richiesta l'aggiunta di sostanze inibitrici per tener sotto controllo la corrosione sul materiale strutturale per la stazionarietà del fluido).

Lo stesso si avrà all'interno del palo di fondazione per la parte emergente dalla quota del fondale, mentre nella porzione occultata nel suolo resta lo stesso materiale, che forma ogni strato del sottosuolo marino. L'eventuale riempimento con altro materiale solido (ad es., calcestruzzo) in luogo dell'acqua non è suggerito, ne è caldeggiato per non rendere difficoltose le operazioni di smantellamento.

Una volta completata l'operazione di battitura del palo -cioè, quando lo stesso si trova nella sua posizione finale- la superficie interna del montante e quella esterna del palo devono essere tra loro collegate e l'intercapedine chiusa ad una determinata quota. Il provvedimento serve a rendere *i due corpi tra loro solidali* almeno in una sezione. Il collegamento è fatto esclusivamente alla quota +7,50 m. A questo proposito il R.T. di analisi strutturale [1] recita

La connessione saldata a livello +7.50 m è realizzata, ipotizzando un incastro relativo tra elementi della gamba e del palo. Per il resto dello sviluppo l'interazione tra di essi è modellata, introducendo in corrispondenza dei nodi del jacket, dove sono predisposti i centratori all'interno delle gambe, degli elementi "wishbone", creati appositamente per trasmettere le sole azioni di taglio tra le parti che congiungono e per mantenere lo scorrimento relativo. In questo modo i carichi assiali sono trasmessi esclusivamente dalla connessione saldata tra palo e gamba posta a elevazione +7.50 m, mentre le azioni orizzontali sono trasmesse tra palo e jacket anche in corrispondenza dei nodi del jacket.

Lo *schema strutturale*, che ne risulta, è impostato sul palo di fondazione, che è l'elemento strutturale fondamentale, pur restando quest'ultimo connesso alla struttura portante grazie ai centratori nodali. In tal modo la risposta modale dell'insieme è relativa ad un tutt'uno, costituito dal jacket e dai pali.

La struttura portante (jacket), essendo collegata al palo, è da questo sostenuta. Se essa inizialmente è appoggiata al fondale, con il comparire ed il progredire dello scour sotto lo zoccolo di base del jacket potrebbe restare sostanzialmente appesa al palo grazie alla saldatura operata all'elevazione +7,50 m, venendo a trovarsi in uno stato di trazione a causa del peso proprio.

D'altronde, sul palo scarica anche le proprie azione il deck. Nella stessa sezione si effettua l'inserimento del deck entro il diametro interno del palo. Una volta completata l'operazione, la successiva saldatura tra i due elementi, che sono l'estremità inferiore del montante del deck ed il bordo superiore del palo, rende totalmente solida e compatta la sottostruttura con la sovrastruttura proprio grazie ai pali fondari.

Il montante della struttura portante può essere perfettamente verticale, come spesso avviene nelle strutture petrolifere tipo compliant o cedevoli (cfr. la Fig. 2-11a), oppure essere inclinato verso l'interno, realizzando una *struttura rastremata dalla base verso la cima*.

La ragione, che induce a scegliere questa seconda soluzione molto diffusa nelle piattaforme fissate al fondale -come sono anche quelle per sostenere le turbine eoliche- è da ricercare nella necessità di conferire stabilità e rigidità al corpo fondario. L'inclinazione delle gambe è piccola. Nel piano, contenente l'asse del montante, il triangolo, che è delimitato alla base dalla distanza tra la attuale posizione del piede del montante e la verticale passante per il vertice (coincidente con la cresta della gamba), ha un angolo al vertice abbastanza ridotto.

Il rapporto tra le due quantità -base ed altezza del triangolo- varia tra 1:4 e 1:10, fatta unitaria la dimensione della base. Per le strutture, che sono esaminate in questo documento, tale rapporto è stato scelto tra i più bassi e vale circa 1:8.

Nel caso in cui occorra aumentare la rigidità della costruzione per corrispondere ad un maggior valore, imposto dal costruttore della turbina eolica, si può agire in diverse direzioni, o aumentando di numero, in posizione e diametro gli irrigidimenti (oltre a quello delle gambe), o inclinando maggiormente i montanti, o combinando i due fattori, o distanziando il passo delle gambe tra loro. La prima procedura porta ad un maggior peso del corpo fondario, ma è certo foriera di migliori risultati strutturali.

Le verifiche da condurre sul pezzo si articolano almeno su due fasi da sviluppare in serie. In primo luogo è evidente la grande importanza che ha la profondità della penetrazione del palo nel terreno dal momento che proprio dalla lunghezza della parte inserita nel suolo dipende la sicurezza della piattaforma e la sua corretta resistenza a tutte le possibili condizioni di lavoro (normali o incidentali).

Secondariamente, il dimensionamento del palo ed il controllo del collegamento esistente tra palo e struttura devono consentire di constatare l'abilità dello stesso a reggere ai carichi ed ai fenomeni conseguenti anche alle operazioni di inserimento nel terreno (collasso da carico di punta, effetto dei carichi impulsivi generati dalla caduta del peso del battipalo, etc.).

Di questa fase delle verifiche strutturali della piattaforma a traliccio metallico si dovrà tener conto dopo aver analizzato effetti e condizioni per definire la profondità di infissione nel terreno del fondale (cfr. i paragg. 3.1.2/4.1.2).

La resistenza ai carichi di compressione e di trazione, sviluppati durante la vita della fondazione, durante i cicli di lavoro/operazione e durante le condizioni meteo-marine normali ed estreme ivi regnanti, è ottenuta con la penetrazione dei pali. La capacità portante ammissibile si deriva dalla capacità portante ultima per un coefficiente di sicurezza, che vale 1,5 per i carichi ambientali massimi di progetto e 2,0 per le condizioni ambientali di operazione/esercizio.

2.6.2 Capacità portante assiale e resistenza d'attrito

Occorre risalire alla *capacità portante assiale* di un palo, determinando in primo luogo la *capacità portante ultima*, Q , che è data dalla somma della resistenza di attrito sulla superficie laterale del palo, Q_s , e della capacità portante totale della punta del palo, Q_p (entrambe espresse di solito in kN). La relazione analitica, che la traduce, è conseguentemente esprimibile in termini di forza d'attrito unitaria nello strato i -mo, f_i (in kN/m²) e di capacità portante unitaria della punta del palo, q (in kN/m²)

$$Q = Q_s + Q_p = \sum_i f_i A_{si} + q A_p$$

nella quale A_{si} e A_p sono rispettivamente la superficie laterale del palo nello strato i -mo (in m²) e l'area lorda della sezione occupata dalla punta del palo (in m²) nel caso in cui il palo sia dotato di puntale e non di semplice ispessimento della parete, lasciando completamente libera l'area della sezione trasversale del palo. Naturalmente si dovrà tener conto della spinta idrostatica agente sul palo stesso ed il peso eventualmente contenuto all'interno del palo e depurare il calcolo della capacità portante ultima da questi effetti.

La *resistenza di attrito unitaria*, f , è funzione delle condizioni del suolo e della sua natura. Nel caso di pali infissi in terreni argillosi la forza di attrito è funzione della resistenza a taglio del terreno in condizione non drenata, c (in kN/m²), secondo lo schema della Tab. 2.3.

Tab. 2.3. Forza di attrito unitaria, f , in funzione della resistenza al taglio del terreno, c

$f = c$	per $c \leq 24$
$f = (1,25 - c/96) c$	per $24 < c < 72$
$f = 0,5 c$	per $c \geq 72$

Per terreni costituiti da sabbia e silt f dipende dall'angolo di attrito del terreno sulla superficie del palo, μ (in gradi), e dalla pressione effettiva di sovraccarico del terreno attorno al palo, p_o (in kN/m²), secondo l'espressione seguente

$$f = K p_o \tan \mu$$

in cui K è il coefficiente di pressione laterale del terreno. L'espressione è valida sia per pali infissi, che per pali installati in fori trivellati in precedenza e cementati. Il coefficiente K è variabile tra 0,5 ed 1 al crescere del grado di compattezza della sabbia, mentre i valori di μ sono funzioni dell'angolo di attrito interno del terreno, ϕ (in gradi), secondo l'andamento della Tab. 2.4.

Tab. 2.4. Valori di μ e di φ

<i>Tipo di terreno</i>	φ [°]	μ [°]
<i>Sabbia pulita</i>	35	30
<i>Sabbia siltosa</i>	30	25
<i>Silt sabbioso</i>	25	20
<i>Silt</i>	20	15

Per fondazioni molto profonde, che non è il caso delle attuali strutture portanti per aerogeneratore degli attuali campi eolici, i valori possono essere inferiori a quelli appena detti.

La *capacità portante unitaria della punta dei pali*, q (in kN/m²), in terreni argillosi viene determinata in funzione della resistenza a taglio del terreno, c , con la formula

$$q = 9 c$$

che è valida per strati, sottostanti la punta del palo e contrassegnati da resistenza a taglio non particolarmente disuniforme. In caso contrario occorrerà integrare le indicazioni, desumibili dalla presente relazione, con altre considerazioni di carattere anche sperimentale.

In terreni costituiti da sabbia e silt si può ricorrere alla presente relazione

$$q = p_o N_q$$

Quest'ultima quantità risulta funzione dell'angolo di attrito interno del terreno, φ , secondo i dati raccolti nella Tab. 2.5.

Tab. 2.5. Valori di N_φ in funzione di φ

<i>Tipo di terreno</i>	φ [°]	N_q
<i>Sabbia pulita</i>	35	40
<i>Sabbia siltosa</i>	30	20
<i>Silt sabbioso</i>	25	12
<i>Silt</i>	20	8

Per terreni stratificati i valori-limite da assumere possono essere inferiori a quelli suggeriti dalla precedente tabella e devono essere valutati da considerazioni sulle condizioni locali del suolo.

È importante valutare anche la *capacità allo spedamento* (cfr. il Cap. 7), che rappresenta una condizione tutt'altro che trascurabile specialmente per la piattaforma destinata alle turbine eoliche e soggette sovente a sensibili momenti flettenti. La capacità ultima assiale del palo, quando questo dovesse essere sollecitato a trazione, non può essere maggiore della resistenza totale di attrito sulla superficie laterale del palo, Q_s . Di solito la si assume uguale a tale quantità in via cautelativa. Naturalmente si dovranno anche conteggiare i contributi del peso del palo, del terreno in esso contenuto e della spinta idrostatica.

2.6.3 Resistenza laterale del palo e del terreno

Occorre stimare anche la *resistenza laterale del palo*. Tale resistenza dipende dall'interazione tra palo e terreno circostante. Il comportamento del sistema complesso suolo-palo, soggetto a carichi laterali, può essere rappresentato da curve p-y, che correlano la reazione del suolo con lo spostamento laterale del palo e che dipendono dalle caratteristiche del terreno, dalle dimensioni del palo, dalle modalità di applicazione del carico (se, cioè, è statico, ciclico o impulsivo) e dal tipo dello stesso (forse, per la direzione).

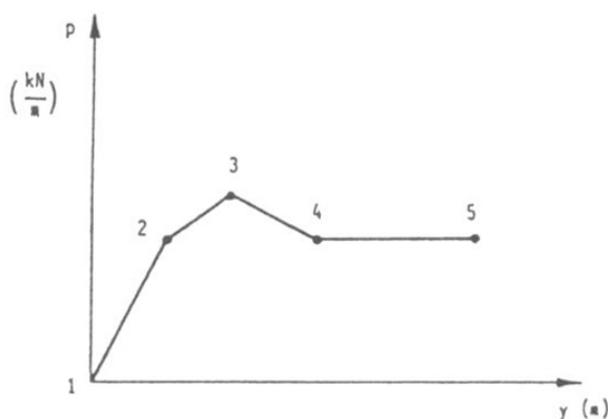


Fig. 2-13. Curva p-y per terreni argillosi

In particolare per terreni argillosi la curva p-y relativa allo strato di terreno posto a profondità variabile rispetto al fondo marino, z (in metri), può essere rappresentata dalla spezzata della Fig. 2-13, i cui nodi sono numerati in progressione da 1 a 5. In rapporto alla profondità è opportuno conoscere, se lo strato risulta essere collocato al di sopra o al di sotto di un valore prestabilito, che è detto profondità della *zona di resistenza ridotta*, z_R (in metri).

La sua espressione è riconducibile alla formula

$$z_R = (6 D) / (p_s \cdot D/c + J)$$

nella quale c (in kN/m^2) è la resistenza al taglio del terreno in condizione non drenata, p_s (in kN/mc) il peso specifico del terreno (in acqua) e J è un coefficiente empirico variabile tra 0,5 e 0,25.

In carenza di indicazioni precise è opportuno scegliere un valore cautelativo, pari a 0,25.

Sulla base delle quote del fondale è possibile risalire alla *resistenza ultima del terreno* od alla forza per unità di lunghezza del palo conficcato (in kN/m) con una delle due seguenti relazioni, che sono strettamente dipendenti dalla profondità

$$p_u = [(6 c z) / z_R + 3 c] D \quad \text{per } z \leq z_R$$

$$p_u = 9 c D \quad \text{per } z > z_R$$

Con questi dati si può descrivere la curva p-y, assegnando a ciascuno dei cinque punti, segnati nella figura, le relative coordinate, che si deducono dalle Tab. 2.6/7/8 e che sono valutate anche in funzione della profondità e del tipo di carico.

Tab. 2.6. Coordinate dei punti della Fig. 2-13 per carico statico

Punto	p/p_u	y/y_c
1	0,00	0,0
2	0,50	1,0
3	0,72	3,0
4	1,00	8,0
5	1,00	∞

Le coordinate sono normalizzate alla resistenza ultima del terreno, p_u , ed allo spostamento y_c (in metri), che può essere espresso con una relazione del tipo di quella che qui viene riprodotta per rispondere alle esigenze del terreno in considerazione (già esaurientemente indicate all'inizio di queste ultime osservazioni)

$$y_c = 2,5 \varepsilon_c D$$

dove D (in metri) è il diametro del palo ed ε_c è la deformazione corrispondente alla metà della massima sollecitazione di compressione desunta da prove di laboratorio per terreno non perturbato in condizione non drenata.

Tab. 2.7. Coordinate dei punti della Fig. 2-13 per carico ciclico e per $z \geq z_R$

Punto	p/p_u	y/y_c
1	0,00	0,0
2	0,50	1,0
3	0,72	3,0
4	0,72	∞
5	0,72	∞

Per terreni, composti da *argille tenere* vanno seguite le prescrizioni appena date. Per i terreni, invece, a base di *argille rigide* ($c > 10 \text{ kN/m}^2$ all'incirca) ed in presenza di carichi statici valgono ancora le considerazioni, esposte per argille tenere. Nel caso si

abbiano carichi ciclici, a causa del rapido deterioramento delle caratteristiche del suolo specie in condizioni di grandi deformazioni, si deve corrispondentemente abbassare la resistenza ultima, p_u , del suolo.

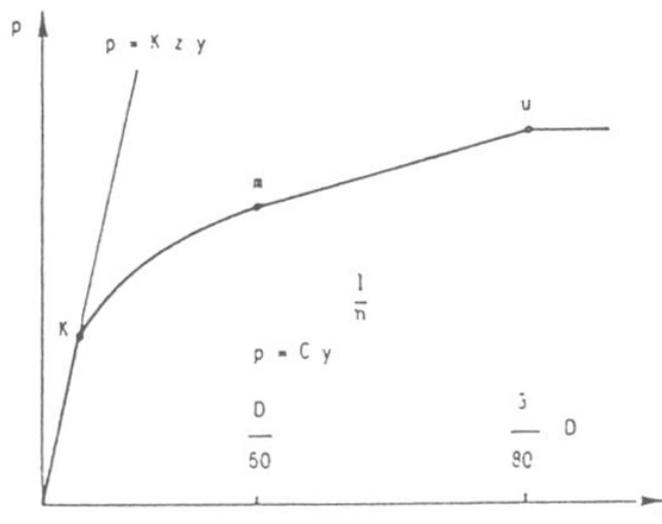


Fig. 2-14. Curva p - y per terreni sabbiosi

Diversa è la situazione nel caso in cui si abbiano *terreni sabbiosi*. La curva p - y relativa allo strato posto alla profondità z ha la forma descritta dal grafico della Fig. 2-14.

Tab. 2.8. Coordinate dei punti della Fig. 2-13 per carico ciclico e per $z < z_R$

Punto	p/p_u	y/y_c
1	0,00	0,0
2	0,50	1,0
3	0,72	3,0
4	$(0,72 z) / z_R$	15,0
5	$(0,72 z) / z_R$	∞

In esso occorre definire le coordinate dei tre punti salienti u , m e k . Esse si determinano con un certo numero di relazioni, che sono necessariamente assai diverse da quelle, proposte per i terreni dalla struttura argillosa, siano essi in forma compatta o soffice. Sarà opportuno, per disporre in modo ordinato dei valori necessari a descrivere il diagramma, procedere punto per punto.

Si possono, pertanto, produrre le relazioni per il punto u , le cui coordinate sono

$$y_u = (3 D)/ 80 [m]$$

$$p_u = A p_c [kN/m]$$

dove D (in metri) è il diametro del palo, A un coefficiente empirico, dedotto dalla Fig. 2-15 e $p_c = p_{cs}$ per $z < z_t$

$$p_{cs} = p_s \cdot z \cdot \left\{ \frac{k_0 z \cdot \tan \varphi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} \cdot (D + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha) + k_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \varphi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) - k_a \cdot D \right\}$$

dove p_s (in kN/mc) è il peso specifico effettivo della sabbia (in acqua), φ (in gradi) è l'angolo di attrito interno della sabbia, α (in gradi) è l'angolo pari a $\varphi/2$ e $\beta = 45^\circ + \varphi/2$, mentre sono $k_0 = 0,4$ e $k_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$.

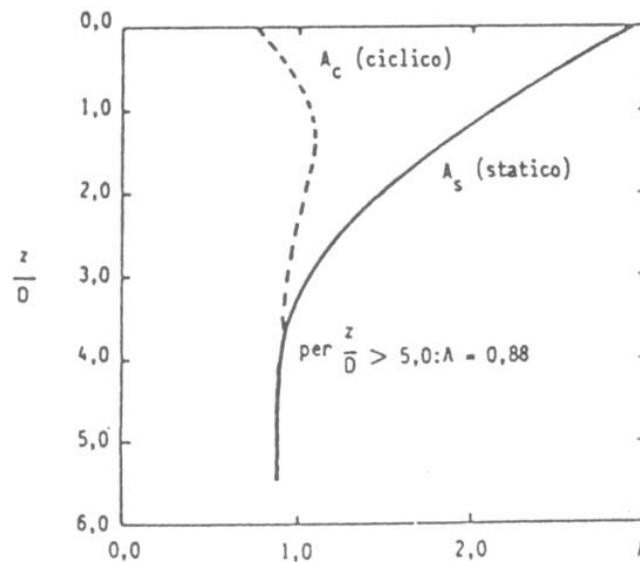


Fig. 2-15. Coefficiente A in funzione di z/D

Per z maggiore di z_t (in metri), che è la profondità della zona superficiale e che si ottiene uguagliando le espressioni di p_{cs} e p_{cp} , p_c è uguale a p_{cp} , che si ricava con la seguente relazione

$$p_{cp} = p_s \cdot D \cdot z \cdot [k_a \cdot (\tan^8 \beta - 1) + k_0 \cdot \tan \varphi \cdot \tan^4 \beta]$$

Per il punto m le corrispondenti coordinate risultano determinate, come segue

$$y_m = D/60 [m]$$

$$p_m = B \cdot p_c [kN/m]$$

dove B è un coefficiente empirico, il cui valore deve essere dedotto dalla Fig. 2-16.

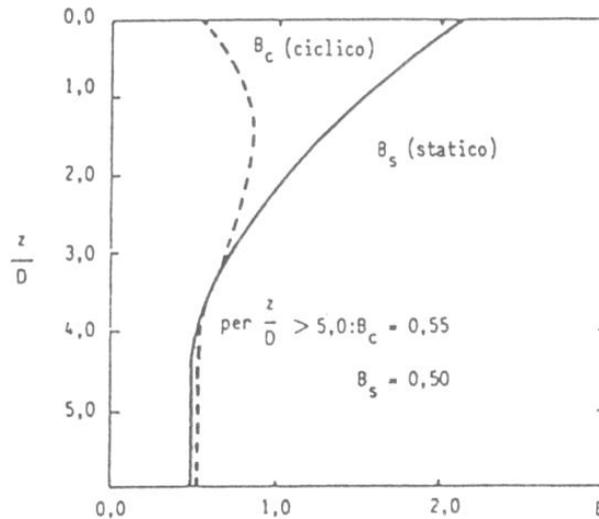


Fig. 2-16. Coefficiente B in funzione di z/D

Resta da precisare la coppia di coordinate del punto k , che sono ottenute dalla intersezione delle due linee aventi rispettivamente le seguenti relazioni analitiche

$$p = K \cdot z \cdot y \text{ [kN/m]} \quad \text{e} \quad p = C \cdot y^{1/n} \text{ [kN/m]}$$

dove K è funzione dello stato di compattezza della sabbia, $C = p_m / (y_m)^{1/n}$, $n = p_m / (m \cdot y_m)$ ed m vale

$$m = (p_u - p_m) / (y_u - y_m)$$

In conclusione, per le coordinate del punto k valgono le seguenti espressioni

$$y_k = [C / (K \cdot z)]^{n/(n-1)} \text{ [m]} \\ p_k = K \cdot z \cdot y_k \text{ [kN/m]}$$

che sono in grado di definirne appieno la posizione nel diagramma in considerazione.

2.6.4 Verifiche sullo stato di cimento della struttura portante e del palo

Si venga ora alle *verifiche direttamente riguardanti il palo in se stesso* (cfr. anche il paragg. 3.1.2 e 4.1.2) e non soltanto in relazione con l'ambiente, in cui deve lavorare, e del mezzo (suolo), in cui necessariamente si trova inserito. Occorre studiarlo sotto due profili, alla luce dei carichi trasmessigli dalla piattaforma e di quelli dipendenti dalla sua installazione.



Fig. 2-17b. Imposizione di battipalo su monopila (Nuon)

Per quanto concerne i carichi imposti dalla *struttura in loco* (jacket, deck ed attrezzature, collocate su esso) l'analisi deve portare a considerare i carichi assiali e laterali e le effettive condizioni di vincolo imputabili al terreno. Le reazioni laterali del suolo possono essere schematizzate dalle curve p-y, tenendo nel debito conto gli effetti dello scalzamento (scouring). Si può ritenere che il trasferimento del carico assiale dal palo al suolo sia sostanzialmente proporzionale alla resistenza di attrito tra palo e suolo, modificata poi con i coefficienti di sicurezza relativi. Di solito si può tralasciare la verifica a instabilità del palo, a meno che non sussistano fondati motivi per considerare lo stesso privo di sostegno laterale (marcati fenomeni di scour, terreni particolarmente cedevoli o fortemente imbibiti con scarsa portanza, elevate deformazioni laterali derivate o stimate dai calcoli, etc.).

A completamento delle considerazioni sulla funzione statica del palo, presentate nel parag. 2.6.1, può essere utile riflettere sulle *modalità, con cui si trasferisce al suolo l'insieme delle azioni (statiche)*, prodotte dall'ambiente e dalla turbina eolica. Ciò avviene attraverso due vie. La prima riguarda la struttura, che deve essere in grado di trasmettere tutti i carichi verticali, compreso il peso proprio, al suolo. E questo avviene tramite l'attrito. Il terreno, che contorna il palo, esercita una piccola forza per unità di superficie del palo all'introduzione (o all'estrazione) dello stesso. La lunghezza del palo deve essere adeguata a rispondere alle esigenze.

Secondariamente, oltre alla frizione sulla superficie esterna del palo, sia lo spessore del palo stesso, sia il terreno contenuto all'interno del palo potrebbero anche contribuire alla capacità di portanza verticale. E' tanto più vero quanto meno largo sia il diametro del palo. E' ovvio che nel caso delle strutture monopila, proprio a motivo del grande diametro della struttura portante, il contributo del tappo di materiale interno sia sostanzialmente inapprezzabile.

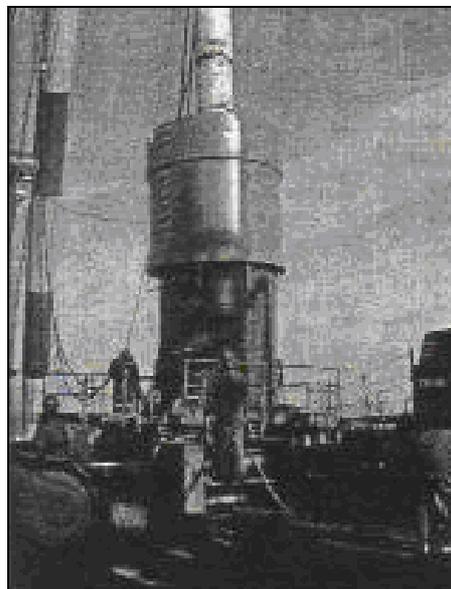


Fig. 2-17c. Battipalo applicato su monopila (Noun)

Un'azione assai importante è rappresentata dalla *risposta al momento ribaltante*, che l'aerogeneratore genera e trasmette alla struttura portante. Per una fondazione a più montanti si tratta di un trasferimento di carichi verticali ad essi. Grazie alla modalità di inserimento nel suolo ed alla propria forma, le pile di una struttura a jacket (Fig. 2-19) hanno una reazione ad S (cfr. la Fig. 2-18), facendo intervenire anche la resistenza laterale del suolo. Il momento flettente è trasferito come carico assiale alle pile opposte della sottostruttura, come si rileva dalla rappresentazione di sinistra della figura citata.

Nel caso della fondazione a monopila i momenti flettenti e le azioni taglianti, applicati sulla testa della fondazione, devono essere trasferiti direttamente alla reazione orizzontale del terreno, come chiaramente è evidenziato dallo schema di sinistra della Fig. 2-18.

Mentre in una configurazione a castello le varie pile contribuiscono a consolidare mutuamente la cresta della struttura, per un monopila non vi è alcun contributo (o vincolo) in cima, per cui soltanto la propria rigidezza può contrastare spostamenti e rotazioni al vertice. Il trasferimento dei carichi orizzontali comanda la lunghezza della pila. Deve avere una sufficiente estensione in profondità per mobilizzare il suolo lungo il suo sviluppo per trasferire tutti i carichi e prevenire eccessivi movimenti al vertice. Quello che in gergo farebbe assomigliare la situazione, assimilabile agli effetti di una "pedata" (in inglese "toe kick").



Fig. 2-17d. Battipalo al lavoro (Flicker)

Ed è proprio la "sensibilità" a tali deformazioni al vertice (rappresentate da spostamenti orizzontali e, soprattutto, da rotazioni) a limitare l'impiego della configurazione a monopila nei campi con grandi macchine in fondali profondi o medio-alti.

Infine per quanto riguarda la *fase di installazione* occorre valutare lo stato tenso-deformativo indotto dai vari sistemi di inserimento del palo nel terreno. Per pali battuti occorre considerare il peso dell'attrezzatura di battitura ed i carichi impulsivi (o dinamici) indotti dall'urto del maglio sul palo, prestando particolare attenzione ai momenti flettenti causati dall'eccentricità dei carichi assiali ed alle deformazioni laterali del palo, che si amplificano quando si incontrano strati molto resistenti o quando la frequenza di successione dei colpi è prossima alla frequenza propria del sistema.

Indispensabile per la buona conduzione della operazione di battitura (Figg. 2-17) o di inserimento del palo e soprattutto della successiva permanenza nel terreno alle condizioni volute dal calcolo è necessariamente il corretto *dimensionamento dello spessore del palo*. I rapporti tra diametro e spessore (in quanto lungo lo sviluppo del palo si può -teoricamente- ricorrere a spool di differente spessore) devono essere tali da precludere la possibilità che insorgano condizioni di instabilità locali, sia durante la installazione che a palo conficcato nel terreno durante la vita della piattaforma.

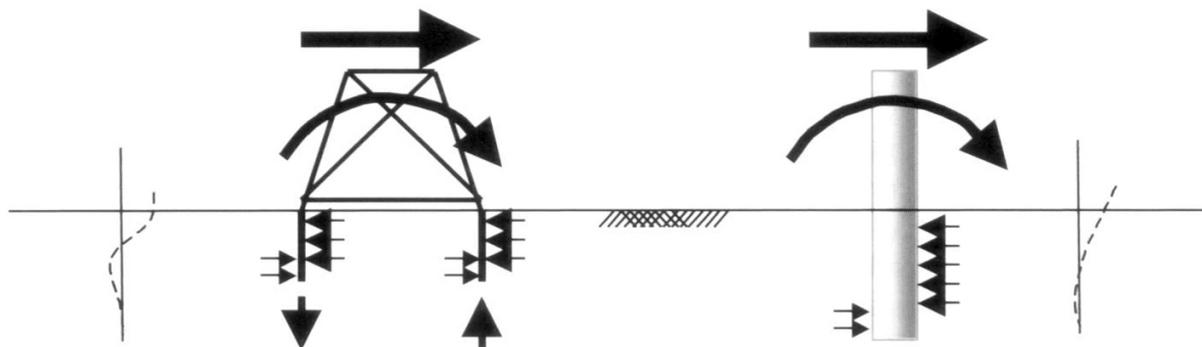


Fig. 2-18. Schematica rappresentazione delle reazioni da azioni taglianti e da momenti flettenti su strutture a castello ed a monopila

A puro orientamento si suggerisce la seguente formula per stimare indicativamente lo spessore del palo, t (in millimetri) in funzione del diametro nominale, D (in millimetri)

$$t = 6,35 + 0,1 \cdot D [mm]$$

In generale lo spessore, come si è appena detto, è da definire, se sia costante sull'intera lunghezza del palo. Può essere variabile in relazione allo stato di sollecitazione esistente nel tratto considerato. Normalmente le condizioni di cemento maggiore si realizzano nella zona prossima alle estremità.

E' buona norma estendere la parte più robusta del palo per una ragionevole lunghezza in modo da tener conto della duplice possibilità,
 - o di realizzare la prevista quota di infissione,
 - o di doverla superare per raggiungere uno strato di maggior capacità portante.

Lo spessore, consigliato con la precedente relazione, va incrementato almeno del 50% in punta in modo da realizzare una sorta di stivale o di puntale aperto, che sia assai resistente e sia tale da assicurare e da garantire le esigenze, imposte dall'inserimento nel terreno. Il bordo inferiore di tale segmento ispessito può essere rastremato per offrire il profilo più tagliente all'introduzione ed all'avanzamento del palo negli strati del fondale marino.

Un altro aspetto, che occorre verificare, riguarda la *stabilità del palo durante le operazioni di inserimento*. In questa fase il battipalo può essere collocato sul palo, su cui deve agire (od eventualmente in parte sostenuto da gru). Il peso dell'apparecchio, come pure il peso proprio del palo, sono diretti verticalmente, essendo azioni comandate dalla gravità.

Se il palo è inclinato (come lo è necessariamente, essendo inclinato il montante che lo contiene, e dovendo il palo muoversi all'interno dei montanti), tali carichi vanno scomposti secondo le due direzioni ortogonali, l'asse del palo e la sua normale.



Fig. 2-19. Castello a jacket per turbina 5M, dotato di tronchetti di fissaggio al fondale (che sono fissati al piede dei montanti e che servono di guida per i pali di fondazione), durante il trasferimento a terra verso la darsena

In quest'ultima direzione le forze, che hanno intensità molto inferiore a quelle assiali, possono produrre inflessione, mentre quelle assiali servono al suo movimento all'interno del montante e di conseguenza nel fondale. Lo spessore del palo ed il suo momento d'inerzia hanno valori, che solitamente non consentono di rilevare sostanziali inflessioni laterali nel pezzo.

La situazione va ad ogni modo valutata, specialmente se la lunghezza del palo, che sporge dalla testa del montante, fosse particolarmente elevata.

Analogamente è da dedicare attenzione alle *dimensioni lineari del palo*, che può essere corpo molto sottile, ed alla sua stabilità.

Durante il trasporto, ma soprattutto durante le operazioni di sollevamento, discesa, spostamento in aria, etc. si deve far attenzione alle modalità di imbracatura per non sottoporre il pezzo a deformazione (permanente per imbarcamento scorretto, etc.). In tale prospettiva altrettanta cura dovrà essere posta nel definire correttamente la pezzatura (cioè, la lunghezza massima) dello spool da maneggiare in funzione del suo spessore, del momento d'inerzia, delle saldature testa-testa da effettuare in opera, etc.

3. FORMA, DIMENSIONI, MATERIALI E SPECIFICHE TECNICHE DI MASSIMA DELLA STRUTTURA FONDARIA

3.1 FORMA E COMPONENTI

La struttura di supporto è composta da due componenti principali, una sottostruttura, detta *jacket*, ed una sovrastruttura, detta *deck* (Fig- 3-1/2), che di fatto nei sistemi fondari eolici offshore fa da basamento per la radice della torre. Il secondo componente, il *deck*, nelle piattaforme petrolifere ha uno sviluppo rilevante -soprattutto in altezza- e dipende dalle funzioni, cui è destinata la sua realizzazione. Nel caso della fondazione per convertitore eolico si riduce soltanto al collegamento tra la fondazione e l'aerogeneratore, tanto che spesso con la voce *jacket* si intende la



Fig. 3-1. Struttura portante a jacket per turbina eolica 5M montata a Moray Firth (REpower)

struttura portante nel suo complesso. E' questo anche il termine, che è stato coniato dal settore petrolifero, ove la struttura ha trovato ampia applicazione, grazie alla sua adattabilità ai molteplici casi richiesti dalle esigenze di trivellazione e di sfruttamento dei giacimenti petroliferi a mare (Figg. 2-7).

In questo capitolo sono presentati i risultati anche grafici del dimensionamento e delle verifiche statico-dinamiche della struttura, che è in grado di reggere una unità da 3,0 MW con rotore da 112 m. Sono anche segnate le varianti, che sono necessarie per corrispondere al suddetto valore del diametro rotorico rispetto a rotore di minor diametro.

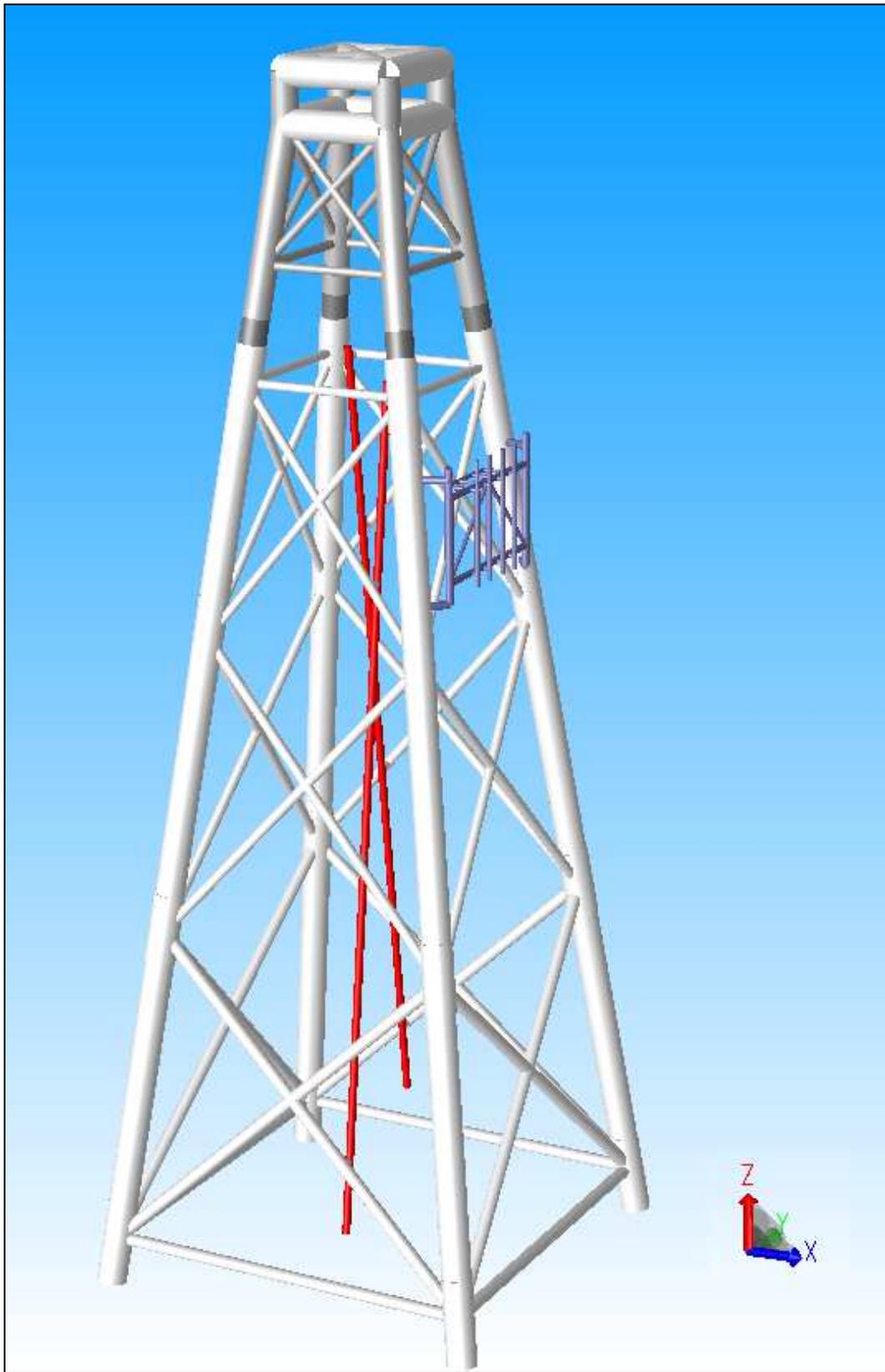


Fig. 3-2a. Vista d'assieme della fondazione (in bianco il jacket, in rosso i due J-tube, in grigio il deck, in blu la struttura del boat landing)

3.1.1 Sottostruttura (jacket) e sovrastruttura (deck)

Rispetto alla soluzione a tre montanti (Fig. 2-6.3), che è molto simile al tipo a tripode (Fig. 2-6.2), la soluzione a quattro montanti (Figg. 2-6.4 e 3-2) è, invece, quella che può essere adottata per fondazioni in alti (o medio-alti) fondali (cfr. la Tab. 2.2).

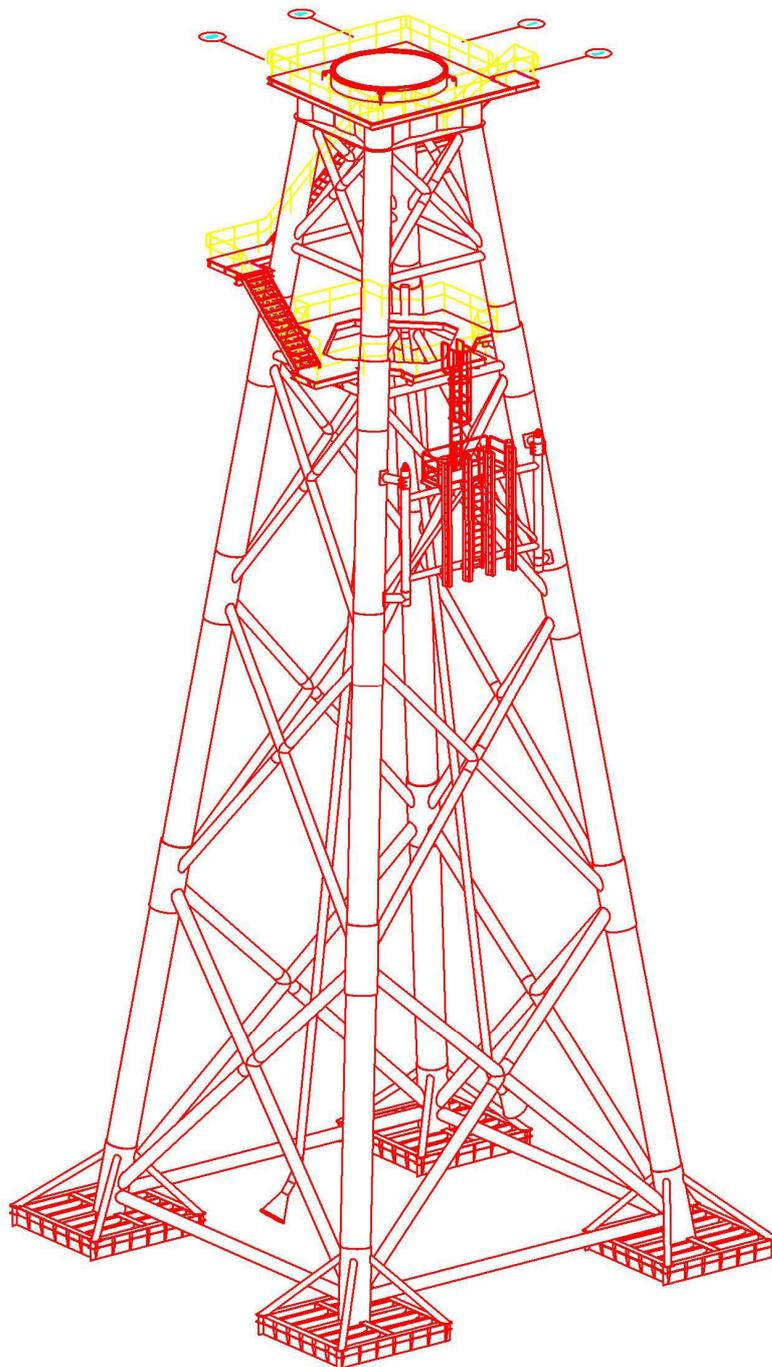


Fig. 3-2b. Schema installativo della fondazione con illustrazione di tutti i componenti ad eccezione del palo di ancoraggio

La struttura è costruita con tubi di opportuno diametro/spessore in relazione alla rispettiva funzione. I punti, in cui si formano collegamenti tra tratte verticali, orizzontali od inclinate, sono detti nodi e sono progettati con forme e dimensioni adatte a sopportare le azioni mutue degli spezzoni concorrenti.

I quattro tubi periferici a sviluppo –sostanzialmente inclinato- dal basso verso l'alto e messi d'angolo, che sono anche chiamati in gergo tecnico *montanti o gambe*, possono essere rinforzati da uno o più corsi di tubi orizzontali, che sono tra loro irrobustiti da diagonali semplici o incrociati, colleganti i tubi orizzontali tra loro e con i montanti. Ogni montante è composto da tre spezzoni di differente lunghezza. I due più lunghi sono quelli più bassi e sono di diametro 1.066,8 mm e spessore 40 mm. L'ultimo, che funge da terminale superiore, ha stesso diametro e leggermente meno spesso (1.066,8 mm x 30 mm).

Nelle Figg. 3-2a/b si contano tre corsi di diagonali incrociati e due soli piani di travi orizzontali, uno al piede e l'altro al coronamento, nel *corpo della sottostruttura*. Si rilevano, invece, un solo corso di diagonali di rinforzo e due piani orizzontali nel *corpo della sovrastruttura* (Figg. 3-3 e disegno 1086-ST-DIS-201_1), nella quale va, poi, inserito mediante opportuna conformazione il collegamento con la base della torre. Questa porzione del progetto è soltanto schematizzata ed idealizzata. Non disponendo delle Specifiche Tecniche e dei costruttivi relativi, che sono di responsabilità del fornitore della turbina, è sufficiente fermarsi alla predisposizione di un componente, che qui appare semplicemente suggerito. Il dimensionamento del deck è, comunque, stato condotto in modo da rendere tale sovrastruttura capace di sostenere e di trasmettere i carichi di progetto con esclusione di quelli spettanti a tale collegamento.

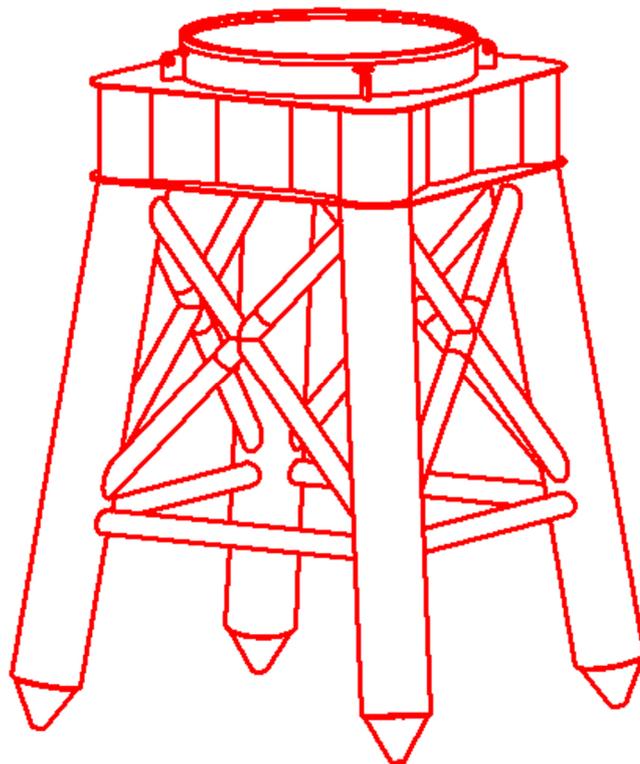


Fig. 3-3a. Schema della sovrastruttura (Deck)

Il deck è alto $(15.800 - 8.500) \text{ mm} = 7.300 \text{ mm}$, cui vanno aggiunti due altri metri per il tamburo di sostegno del basamento della torre (Fig. 3-3b), avente spessore di 30 mm ed altezza di $2.000 \text{ mm} + 115 \text{ mm} = 2.115 \text{ mm}$, se lo spessore della piastra di completamento e di base per la radice della torre è di 80 mm (la sez. B del disegno 1086-ST-DIS-201 forse sarebbe più consona, se venisse diretta verso l'alto). La piastra di testa è in realtà un semplice anello -giusta la sez. E dello stesso

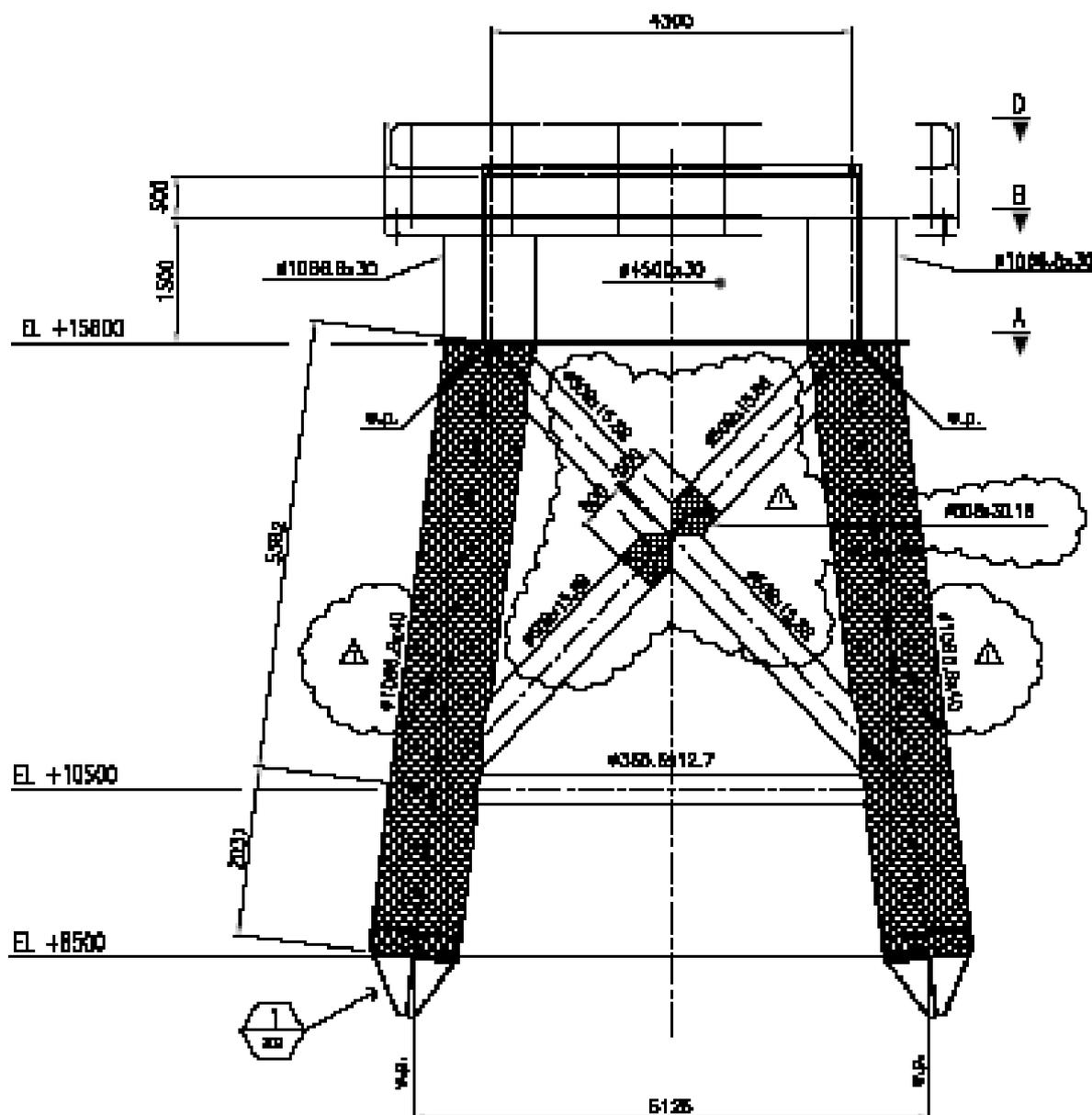


Fig. 3-3b. Disegno quotato della sovrastruttura

disegno- che è saldato sul tamburo (spessore di parete 30 mm). L'anello porta 72 fori del diametro di 26 mm, il cui interasse mutuo è di $4.350 \text{ mm} \times 3,14 / 72 = 189,7 \text{ mm}$ (Fig. 3-15).

Il tamburo è attrezzato con grandi orecchie, che avvolgono ognuno dei quattro tubi, creando un insieme solido e rigido, che si innesta tramite una piastra con il coronamento rastremato della sovrastruttura (Fig. 3-13).

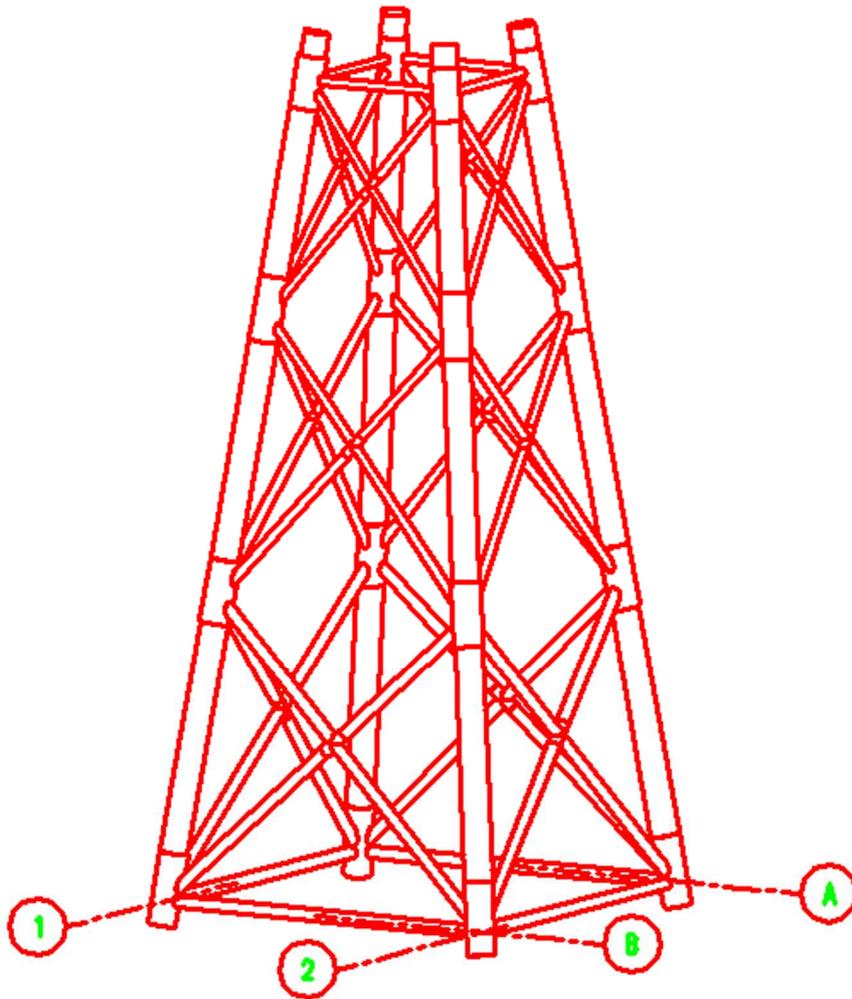


Fig. 3-4a. Assieme della sottostruttura

Quanto è stato descritto dal disegno, che è stato citato, rappresenta una notevole semplificazione del collegamento torre-deck, che dovrà essere studiato soltanto a partire dai disegni costruttivi della torre.

Per maggiori ragguagli sulla dimensione radiale del deck si cfr. il paragrafo 3.2.2.

La pendenza, che è stata assegnata alle gambe, sia del jacket, sia del deck almeno per la porzione sottostante al tamburo di collegamento con la base della torre è di 1:8 circa (cfr. 1086-ST-DIS-101_1).

danno esauriente spiega. La connessione è saldata, realizzando un perfetto incastro tra gamba (in cui si può ritoccare localmente lo spessore, se occorre) e palo di fondazione. E' l'unica sezione, in cui si ha un simile collegamento lungo ogni montante.

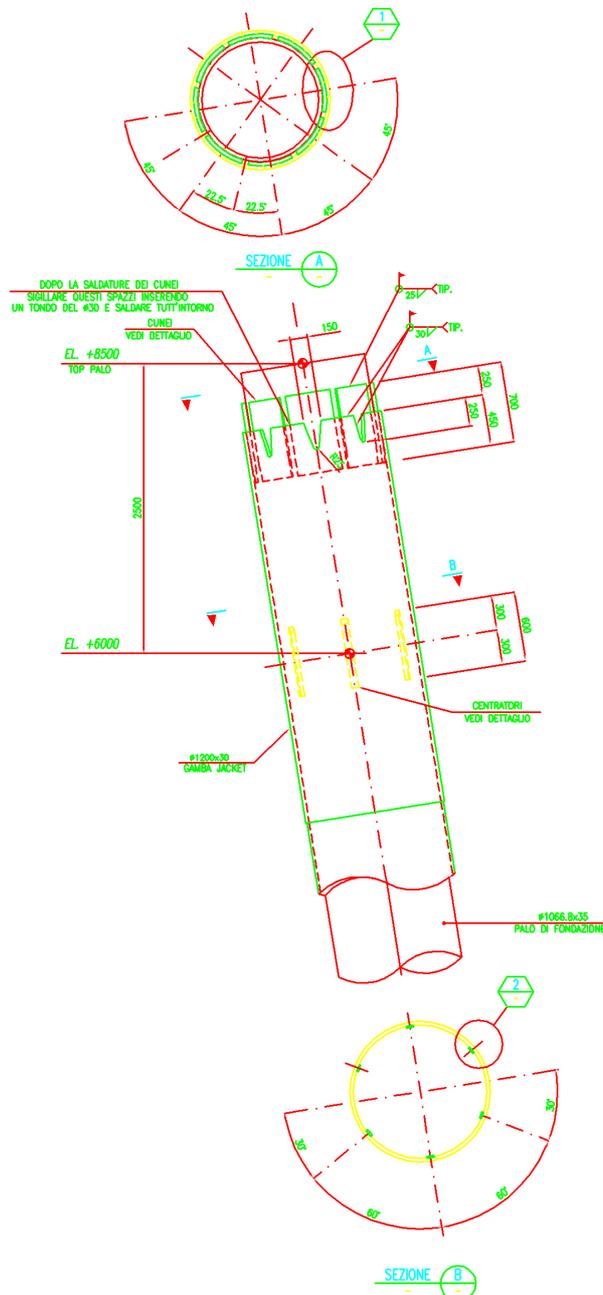


Fig. 3-4c. Connessione tra un montante della sottostruttura (jacket) ed il rispettivo palo di fondazione

effettiva della sistemazione nel fondale è previsto che sia all'incirca di una quarantina di metri. L'inserimento di uno spezzone nell'altro è favorito da una appendice tubolare, portata dallo spezzone superiore e conformata a becco di flauto. Il collegamento tra gli spool è realizzato mediante saldatura a piena penetrazione.

E' tenuto nella posizione centrale da appositi centratori, che sono inseriti in corrispondenza dei nodi dei montanti. Una volta infilato a forza nel suolo marino mediante battipalo (cfr. il paragrafo 2.6.4), il palo può essere fissato in corrispondenza del piano di coronamento del jacket, che nella Fig. 3-2a corrisponde all'incirca alla quota del piano orizzontale superiore. In tale posizione si effettua anche l'inserimento dei montanti del deck nel palo d'ancoraggio, che così diventa veramente l'anima di tutto l'apparato fondario.

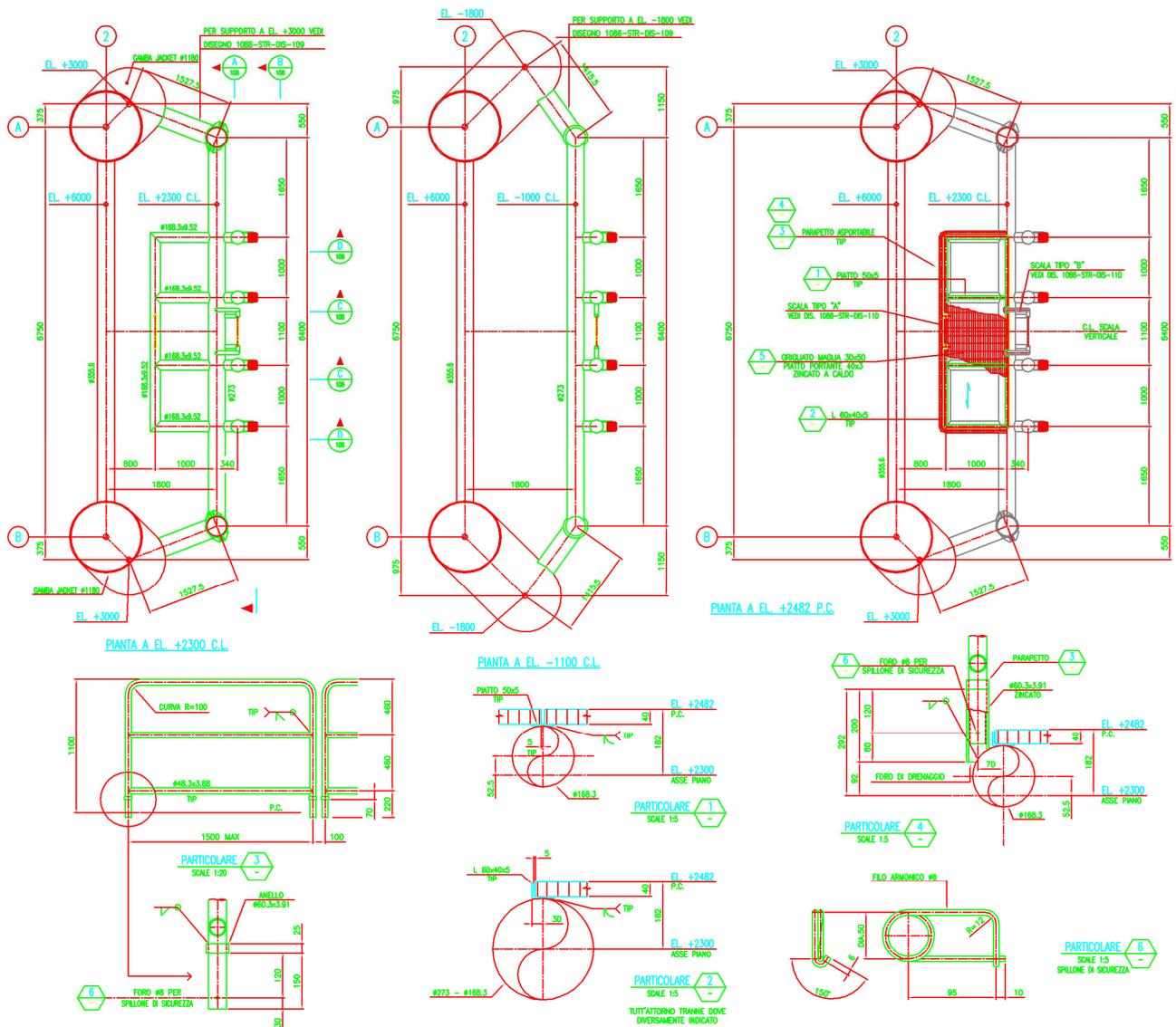


Fig. 3-6. Particolari della struttura difensiva verso l'attracco di natanti (Boat Landing)

3.1.3 Struttura per l'attracco di naviglio (Boat Landing)

Per permettere l'attracco sicuro di mezzi navali all'incirca alla quota del mare medio è predisposta una struttura verticale (detta *Boat Landing*), che fa da sbarramento e da assorbitore di eventuali urti dei natanti contro la fondazione. Il dimensionamento corrisponde ad azioni molto limitate e prodotte da naviglio operativo di tonnellaggio ridottissimo (per una visione di insieme cfr. le Figg. 3-2a/b, per una più precisa documentazione cfr. il disegno 1086-St-DIS-107_1 e la Fig. 3-6).

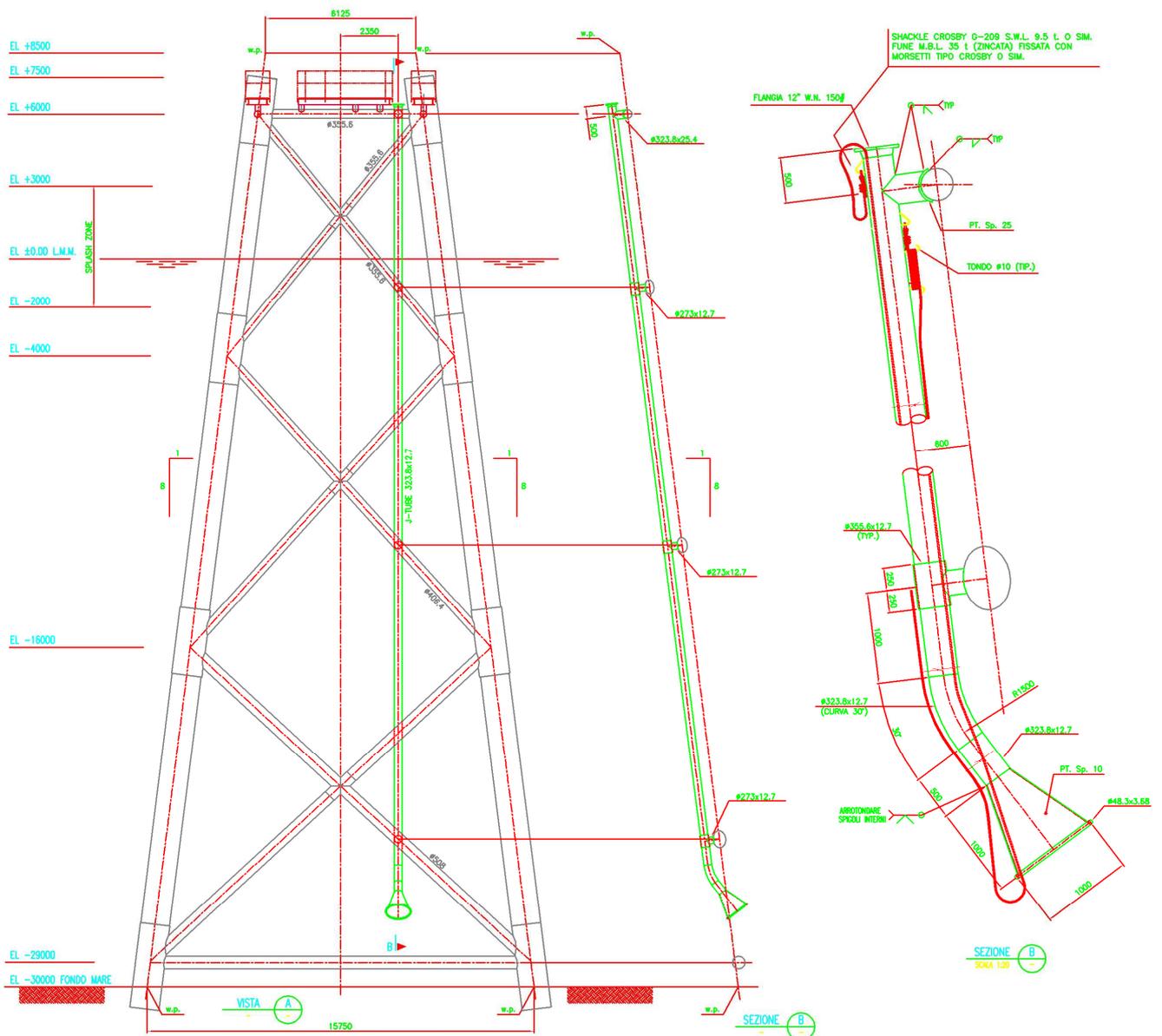


Fig. 3-7. Sistemazione ed attrezzature per J-tube

Non si presume che si abbiano collisioni importanti con urto da parte di navi di grandi dimensioni e dotate di rilevanti quantità di moto. Questa eventualità fa parte di uno studio specifico (*risk analysis*) per valutare gli effetti di incidenti, che non sono attribuibili al progetto vero e proprio ed alla conseguente realizzazione impiantistica. Sono occasioni di impatti e di urti ascrivibili ad indagini, che prevedono la deformazione (elastico-plastica) di elementi strutturali o dissesti strutturali significativi, sempre ipotetici ed infrequenti, ancorché credibili e, si ripete, estranei alle competenze progettuali.

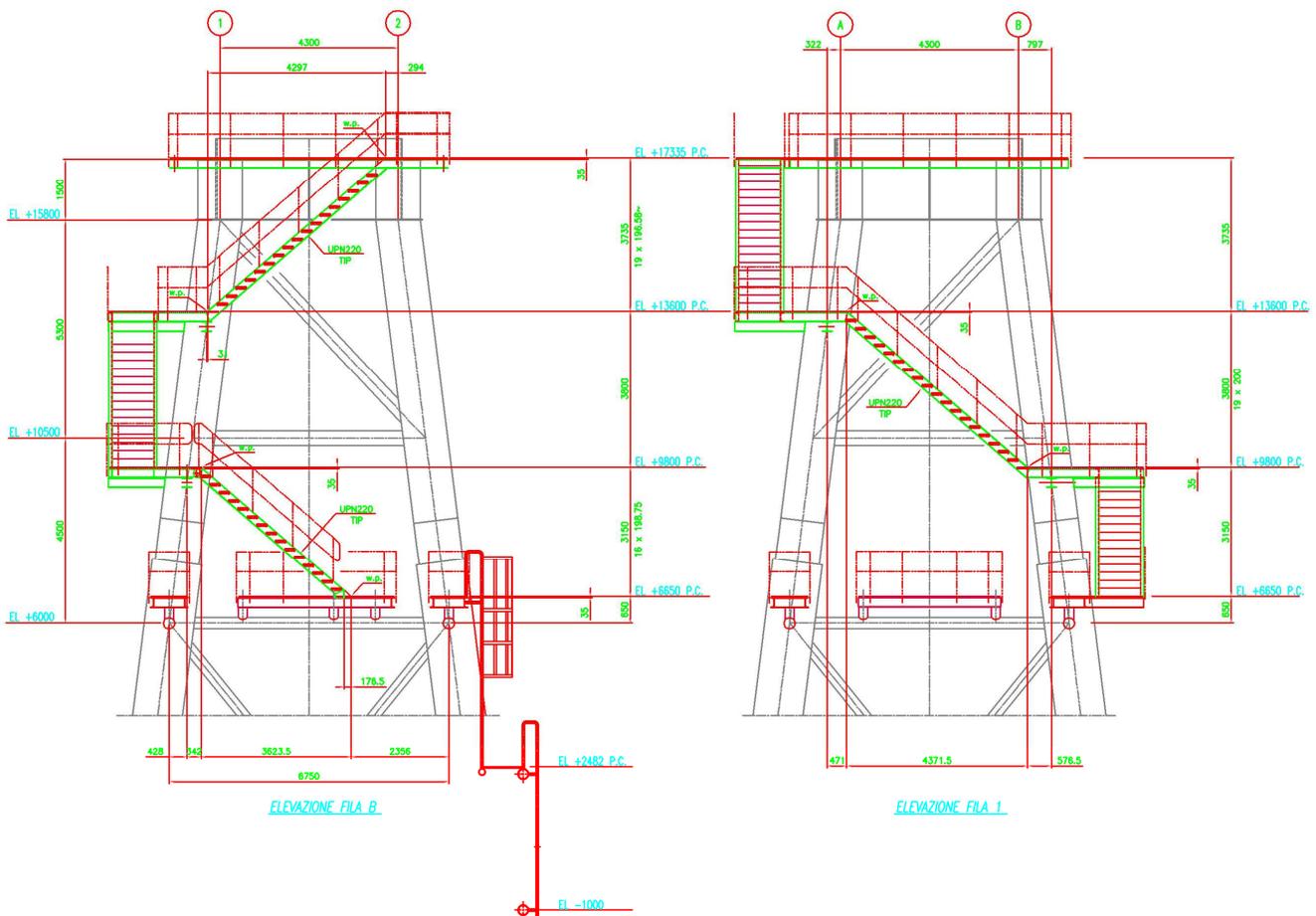


Fig. 3-8. Insieme di scale e di passerelle per gli spostamenti del personale

3.1.4 J-Tube

Non ultimo è il *condotto verticale*, detto *J-tube* e segnato in rosso nella Fig. 3-2a, che serve per contenere, guidare e difendere i cavi sottomarini, quando emergono dal fondale e vengono avviati verso i collegamenti elettrici dell'unità. Sono in numero di due, uno per il collegamento con l'unità eolica precedente e l'altro per quello con la successiva. Nelle postazioni di testa di ogni fila di aerogeneratori per sottocampo ne occorrerà uno soltanto.

La posizione all'interno della struttura portante (Fig. 3-2a/b), come pure la sua sistemazione, sono state scelte in maniera induttiva, non disponendo del piano di movimento della nave posacavi e nemmeno dei carichi applicati dalla stessa ai cavi sottomarini durante il loro interrimento/spostamento. Il tubo ha diametro di 323,8 mm con spessore di 12,7 mm. Lungo il suo sviluppo sono state inserite alcune derivazioni (quattro per la precisione) di pari diametro del tubo. Lo scopo è di consentire l'espulsione dell'acqua, sospinta dal cavo sottomarino durante la sua movimentazione all'interno del tubo.

All'interno del tubo (Fig. 3-7 e disegno 1086-ST-DIS-111) è sistemata -ed ivi ancorata al momento del varo della fondazione- una corda per agevolare l'introduzione del cavo sottomarino. Si suppone che la testa del cavo sarà connessa al filo traente da un sommozzatore e che il cavo sarà fatto scorrere all'interno del conduit, esercitando il tiro dall'estremità opposta del filo mediante un arganello.

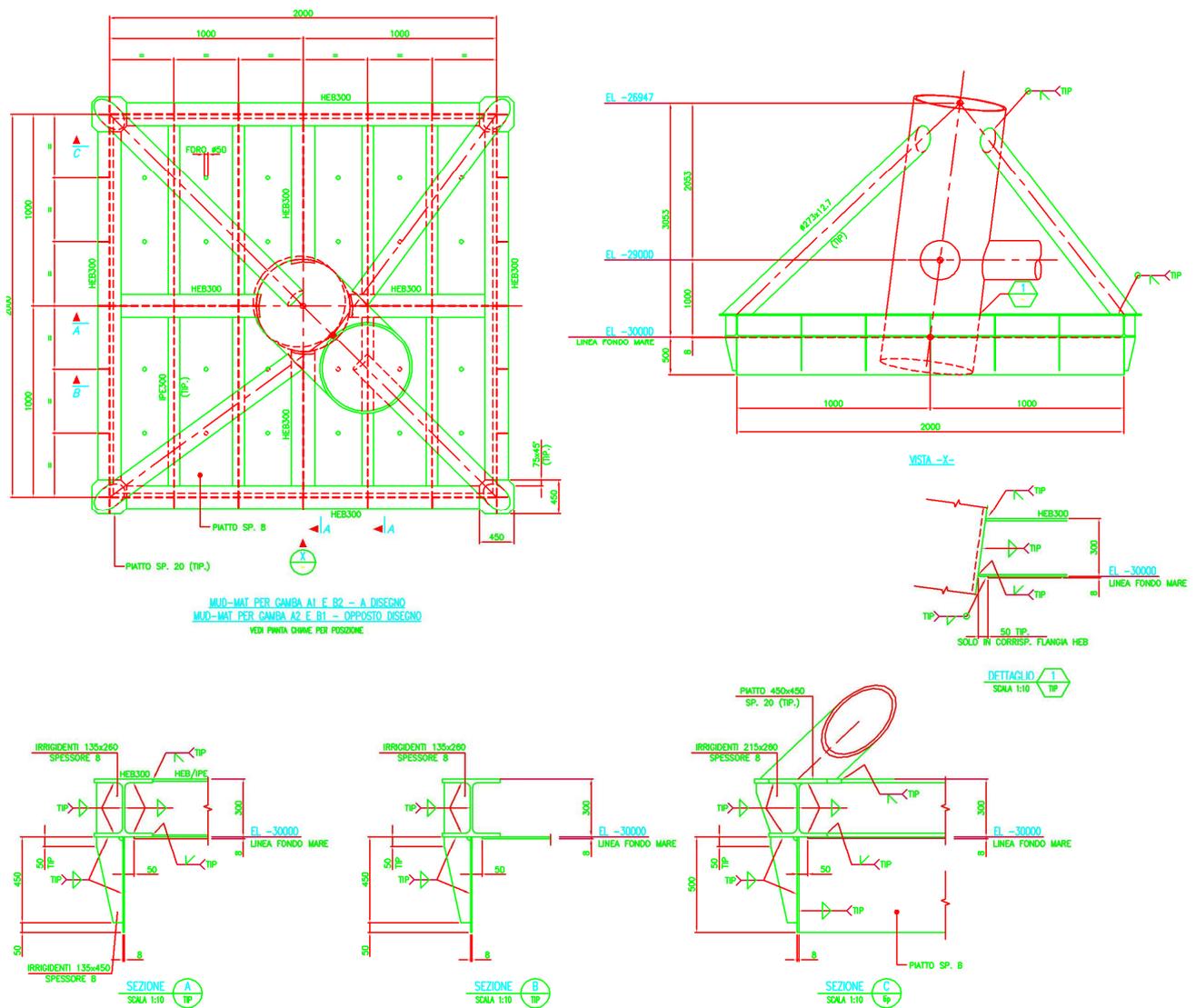


Fig. 3-9. Zoccolo di base ad ogni montante (Mud mat)

I fissaggi, che sono stati previsti per il J-tube sulla sottostruttura (la sovrastruttura non è coinvolta dal lay-out di questo tubo), non saranno, comunque, in grado di produrre sollecitazioni significative sulla struttura portante. Nel progetto l'ancoraggio del tubo è fatto su alcuni diagonali della sottostruttura.

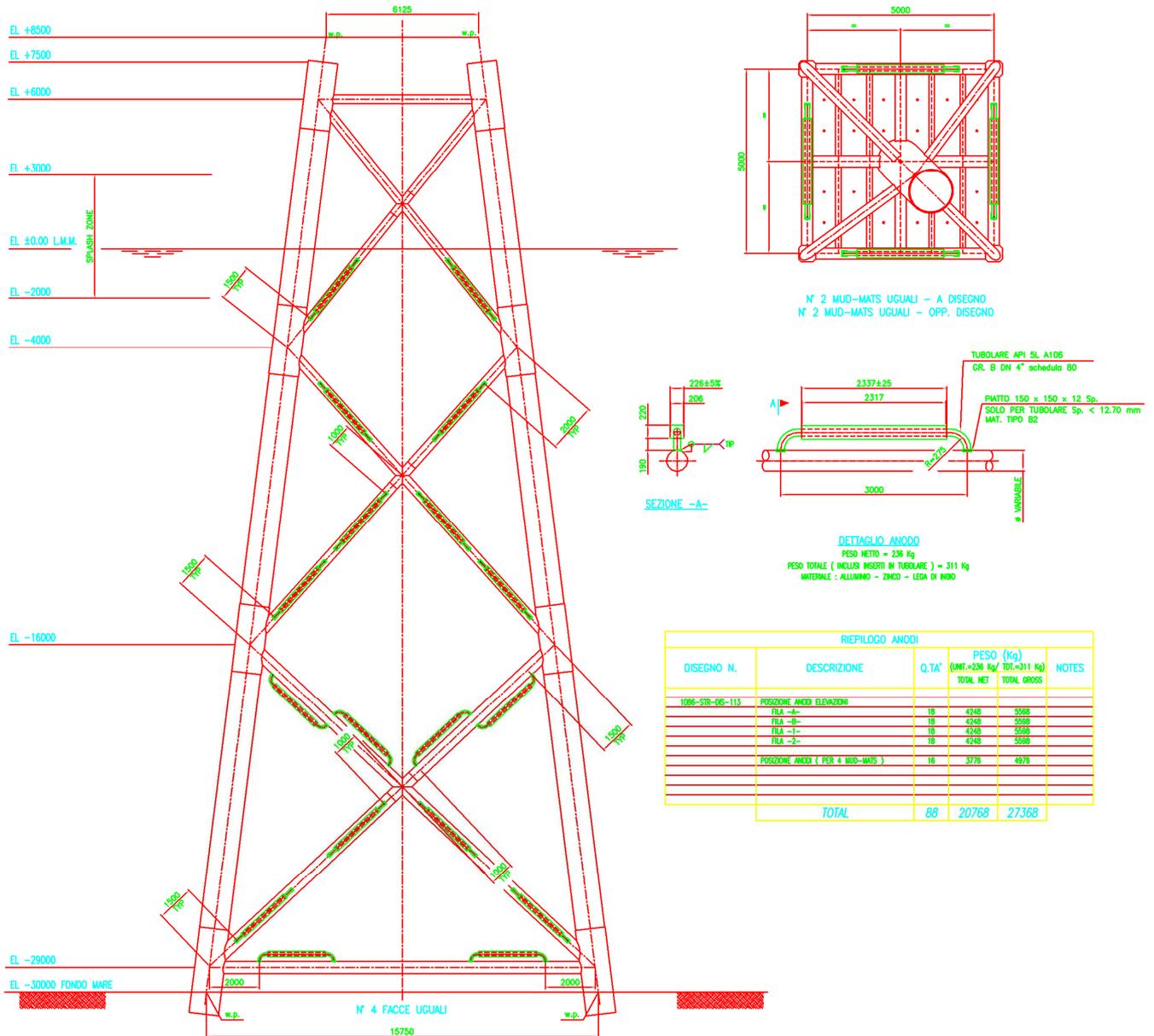


Fig. 3-10. Sistemazione dei pani anodali

3.1.5 Scale e passerelle

Per accedere al piano flangia del basamento della torre (Fig. 3-2b), ove è anche sistemato l'accesso all'unità eolica sono previste *alcune passerelle* in grado di permettere lo spostamento corretto del personale e dei pezzi di moderato ingombro/peso.

La prima parte di questo percorso è costituita da tratti di scala a pioli o scala alla marinara (eventualmente protetta da gabbia cilindrica), in quanto la variabilità del livello del mare non consente di approdare sempre al terrazzino operativo, che dovrebbe essere sistemato ad una quota al di fuori del moto ondoso (cfr. il disegno 1086ST-DIS-203 e la Fig. 3-8).

Da questa elevazione (quota +6000/+6650) sino alla base della torre sono collocate tre rampe di scale con i relativi terrazzini, che consentono di accedere alla quota +17335, dove presumibilmente dovrebbe esser collocato il collegamento fondazione-torre.

3.1.6 Zoccolo di base (*Mud Mat*)

Ultimo pezzo, che è inserito da citare è lo zoccolo o suola, che è detto anche *mud mat*.

E' applicato all'estremità inferiore di ogni gamba per agevolare il contatto della struttura portante con il fondale e per ripartirne il carico, quando la struttura portante è annegata e posizionata sul suolo marino.

E' un corpo quadrato di 2 m di lato. Su una piastra all'incirca delle stesse dimensioni sono sistemati profilati (HEB 300) per formare la cornice e la croce. Ugualmente quattro profilati (IPE 300) sono collocati come irrigidimento ad una distanza uguale tra loro e rispetto alla cornice ed alla croce. Maggiori particolari si possono trarre dalla Fig. 3-9 e, soprattutto, dal disegno 1086-ST-DIS-105. Sulla faccia inferiore della piastra, che sarà a contatto con il suolo marino, sono saldati di coltello piatti dello spessore di 8 mm ed alti 500 mm lungo l'anima di tutti i profilati.

Il collegamento tra la gamba della sottostruttura e lo zoccolo oltre alla saldatura con la piastra di base è sostenuto da quattro tubi inclinati a mo' di puntoni (diametro esterno di 273 mm e spessore 12,7 mm), che vanno ad innestarsi sui vertici del quadrato. Piccoli fori (diametro 50 mm) nella piastra sono previsti per agevolare il passaggio dell'acqua.

In alternativa si potrebbe ricorrere anche a *protezione elettrica* con una tensione pari a -0.9 il potenziale del cloruro di Argento, la cui alimentazione potrebbe essere ottenuta mediante pannelli fotovoltaici e/o batterie in tampone.

La disposizione degli elementi, che sono costituiti da Al, Zn e lega di Indio e che pesano 236 dN/cad., è rappresentata nella Fig. 3-10, che è una riduzione del disegno 1086-ST-DIS-113. Il peso di ogni elemento è di 311 dN, conteggiando anche quanto è necessario per fissare l'elemento alla struttura.

La collocazione, che è prevista in tale documento, ricorre ad anodi sistemati sui diagonali, di cui la figura rappresenta una faccia della sottostruttura. Su essa ne sono fissati 18. Sono distribuiti naturalmente sulle componenti strutturali del jacket, che stanno sempre immerse in mare, qualunque sia lo stato ed il regime dello stesso.

Nella tabellina, che vi è allegata e che è qui riprodotta, viene fatto un computo del materiale catodico da prevedere e del relativo peso, conteggiandovi anche tutti gli annessi e connessi necessari alla bisogna.

Il peso per ogni faccia della sottostruttura è di 5.598 dN (uguagliando sbrigativamente i valori numerici delle unità di misura, kg e dN). Moltiplicato per 4, quante sono le facce del jacket, ammonta a 27.368 dN (per la precisione dovrebbe essere di 268,48 kN).

3.1.8 Trasporto della fondazione

Le procedure per la costruzione e per l'installazione del sistema fondario sono abbastanza standard nel campo dei *template per applicazioni petrolifere*, da dove la soluzione tecnica, originariamente attuata, proviene. Si possono, comunque, avanzare alcune considerazioni specifiche, in quanto il traliccio da trasportare e da mettere in posizione non è di grandi proporzioni sempre rispetto ai modelli ed alle loro dimensioni in uso nel mondo petrolifero.

Pertanto, è difficile pensare che non sia attuabile un *trasporto per galleggiamento*, ma è altrettanto difficile ritenere che siffatto traino possa avvenire contemporaneamente per dieci e più jacket su rotte lunghe e magari trafficate senza far lievitare i relativi costi per portare a termine soddisfacentemente ed in sicurezza tale tragitto.

Più consoni con la situazione attuale potrebbe essere il ricorso ad un sollevamento in officina del castello finito (del peso globale attorno al centinaio di tonnellate) e del suo collocamento su *bettolina* mediante gru di officina o di opportuno mezzo di sollevamento anche richiesto per l'occasione. Con una bettolina si provvede, poi, al dislocamento del traliccio via mare sino al sito di montaggio.

Questa operazione, che richiede naturalmente lo spostamento del natante, può avvenire grazie al *traino di un rimorchiatore*, che deve essere noleggiato e che deve essere in grado di veicolare il carico sino al luogo di montaggio o al cantiere di lavoro. La bettolina potrebbe anche servire per il trasporto di componenti dell'aerogeneratore, come torre e rotore, dal luogo di deposito in zona al sito di montaggio. I pesi dei corpi suddetti sono sostanzialmente simili, anche se la torre è molto estesa in lunghezza,

sempre ammesso che sia approvvigionata in un sol pezzo e non sia, invece, opportuno maneggiare durante il montaggio più spool parziali da collegare in situ.

A questo punto si potrebbe aprire una parentesi nella esposizione delle *metodologie per disporre e per montare i sistemi fondari* al fine di chiarire le procedure migliori o le relative alternative per trasportarli in situ. Le considerazioni precedenti valgono, se si tratta di un numero di unità piccolo, un esemplare o davvero qualcuno in più.

Nel caso in cui si tratti di decine di unità il quadro cambia. L'alternativa del trasporto per nave mercantile potrebbe insinuarsi tra le proposte possibili, se si volesse con un unico trasporto far pervenire in situ un numero congruo di strutture. In ogni caso, il fornitore dovrebbe essere scelto anche in funzione del trasporto, rivolgendosi, come è naturale, o a cantieri navali o ad officine carpentiere dotate di (o facilmente collegate con) darsena di carico con i relativi mezzi di sollevamento.

La distanza dal campo eolico del *costruttore di jackets* potrebbe essere una condizione di valore economico non trascurabile, tenendo conto anche che le caratteristiche della struttura non richiedono livelli qualitativi e lavorativi estremamente raffinati e spinti e pur non trascurando che il costo del trasporto può non essere esorbitante.

3.2 DIMENSIONI DELLA FONDAZIONE

E' il caso di ricostruire il dimensionamento, che è stato attribuito alla struttura portante e che è stato in un certo senso preposto all'analisi strutturale. Le indicazioni, che si possono trarre in questa ricostruzione, servono per evidenziare anche le aree, sulle quali, durante le fasi susseguenti allo stato odierno delle ricognizioni progettuali, si dovranno concentrare le decisioni per la progettazione costruttiva. Le attuali assunzioni sono utili, sia per chiarire le considerazioni, che hanno portato a formularle, sia per individuare i margini di arbitrarietà che sono stati presi, sia per indurre a valutazioni concordate tra i vari attori, che non tutti potevano essere presenti, non essendo state decise ancora la tipologia ed il costruttore dell'aerogeneratore.

3.2.1 *Dimensioni assiali*

La profondità del fondale si è resa plausibile sulla scorta dei progetti di campi eolici, presi in esame negli ultimi tempi. In realtà, si sono chiarite alcune assunzioni basilari. La distanza minima del campo eolico dalla costa sembra doversi prendere tra le tre e le sei miglia. Il limite inferiore sembra essere assolutamente invalicabile, nel senso che sia inattaccabile ogni tendenza o qualsiasi suggerimento verso un avvicinamento alla costa. Come muoversi nell'intervallo tra questo ed il massimo, è tutt'ora non ben chiaro. Se si può presumere che minori resistenze si avranno quanto più ci si allontana da riva, non è altrettanto evidente quale possa essere il margine di tolleranza per un dato intermedio.

Se è credibile che le autorità e, soprattutto, le popolazioni trovino accordo su distanze più significative, è altrettanto evidente che così aumenteranno le profondità, su cui si debba interagire con i parchi eolici. Detto questo, non c'è molto da spiegare e da caldeggiare sui motivi, che hanno indotto a prendere come battente idraulico di riferimento i 30 m. E non è solo il subodorare che le richieste da parte degli abitanti dei comuni rivieraschi tendano sempre più ad accondiscendere ad un progetto eolico offshore solo se si stia lontano dal bagnasciuga, ma anche la necessità di dover concentrare l'analisi su strutture portanti, collocate in un ambito sempre più impegnativo, se non estremo. Già si hanno casi di campi posizionati su fondali da 20/25 m ed oltre (Barrow con 15-20 m, OWEZ con 18 m, Q7-WP con 19-24 m, Thorton Bank con 30 m, Moray Firth con 42 m), per cui la scelta di tale profondità non è sembrata né assurda, né particolarmente nuova ed audace.

Tanto più che le possibilità di basse batimetrie non si sposano con siti lungo le coste nazionali, che siano al contempo più produttivi dal punto di vista delle stime eolico-energetiche e siano accettati dalla comunità civile.

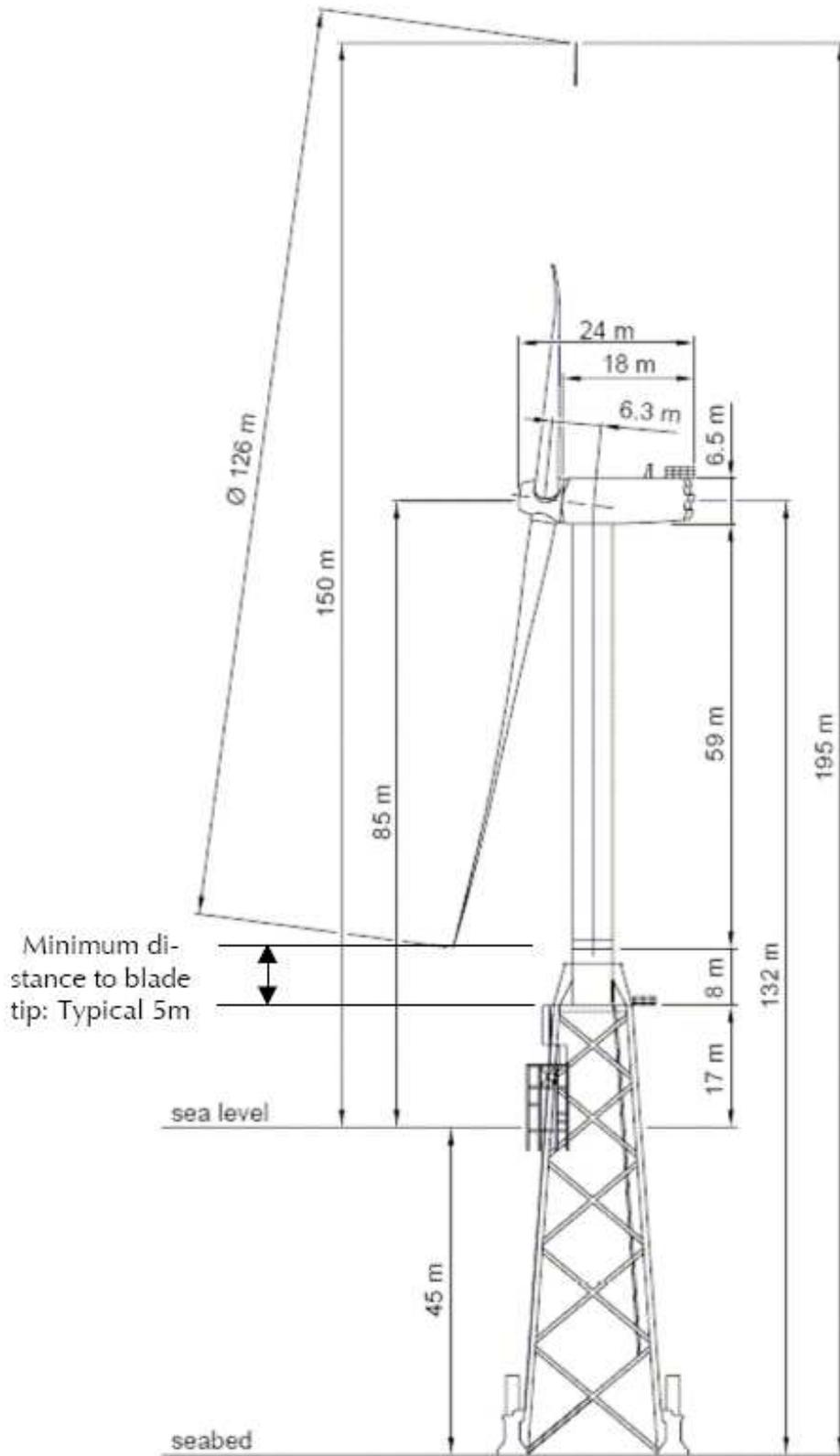


Fig. 3-11a.

con la conseguenza di dover assorbire carichi nettamente più forti con le macchine attuali da 3-5 MW (od oltre) e di dover provvedere a sistemare turbine con rotori di grande diametro.

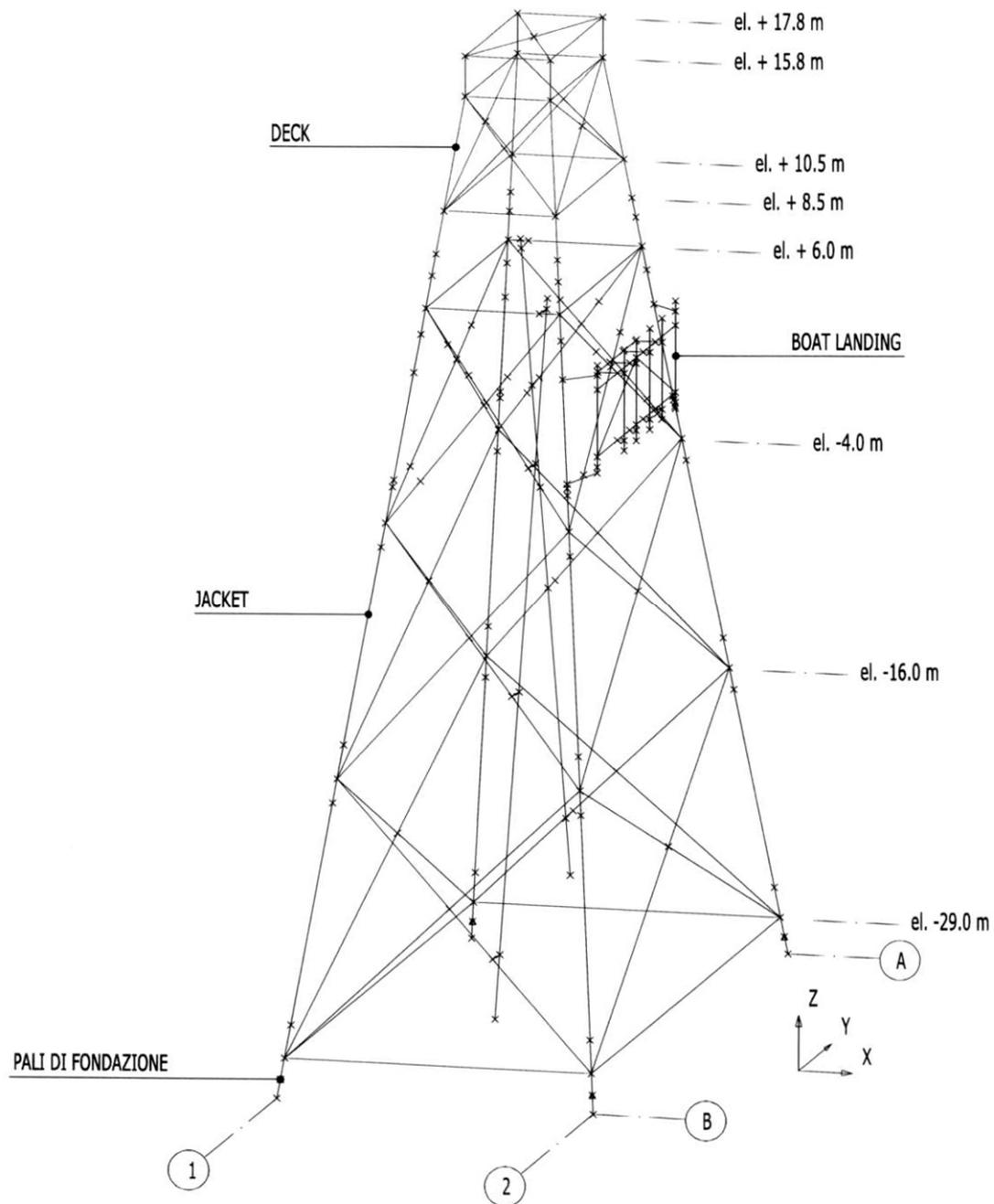


Fig. 3-12. Schema altimetrico della fondazione

Mettendo insieme tutte le considerazioni precedenti, è evidente che l'assetto delle altezze delle varie parti del complesso fondazione-torre non possa trascurare alcuna delle prerogative suddette. Ed un primo effetto si ha proprio nel determinare le dimensioni assiali del sistema portante. Si dia uno sguardo alla Fig. 3-11a, che rappresenta l'assetto verticale di una turbina da 5 MW completo di fondazione a traliccio su fondale da 45 m.

Rispetto al mare medio la radice della torre è posta a poco meno di 25 m ed a 17 m si intende realizzare del deck la parte più rastremata, che va a reggere direttamente il basamento della torre. Questa quota è situata a 5 m sotto il profilo più basso del rotore, nel senso che la punta della pala transiterà a tale quota, mantenendo un franco rispetto al mare medio di $(17 + 5) \text{ m} = 22 \text{ m}$.

Nel caso del progetto attuale (Fig. 3-11b) si rileva che rispetto al mare medio la quota del coronamento della sottostruttura è a +7.500 mm, quella del palo di fondazione a +8.500 mm, che coincide con quella della saldatura tra palo e sovrastruttura, quella del primo terrazzino è a +6.000 mm, quella della rastremazione del deck è a 15.800 mm, quella del piano di impostazione della base della torre è a 2.000 mm oltre, cioè a 17.800 mm.

Nel confronto con il computo delle elevazioni dello schema della Fig. 3-11, la catena delle distanze nel progetto attuale risulta inferiore (Fig. 3-12). La ragione è da attribuire alla minor altezza delle onde. Se si ammette che la massima altezza in condizioni storm sia di 12,6 m, il franco rispetto ai suddetti effetti del moto ondoso sulla radice della torre sia indubbiamente rilevante e vale $(17.800 - 6.300) \text{ mm} = 11.500 \text{ mm} = 11,5 \text{ m}$. Nelle condizioni operative, in cui l'altezza d'onda è di 10,3 m, tale quantità sale di altri 1.150 mm, posizionandosi a 12,65 m.

Una ulteriore riflessione si dovrebbe avanzare per le quote, che sono state assegnate ai vari terrazzini. Sono stati, infatti, previsti alcuni piani di sosta. Il primo tra essi è a quota +6.000 mm.

Se l'altezza dell'onda normale (condizioni operative) è di 10,3 m, la cresta dell'onda dovrebbe elevarsi rispetto al mare medio di 5,15 m, restando ancora al di sotto del terrazzino per almeno una ottantina di centimetri. Si è ritenuto, che tale valore potesse essere accettabile, non dovendosi prendere in considerazione alcun fenomeno di abbattimento dell'onda (splash) sulla struttura, ma un semplice passaggio della stessa attraverso tubi di diametro ancora abbastanza contenuto.

Inoltre, per raggiungere questa quota il percorso consentito -e previsto- è attraverso scale a pioli di tipo alla marinara, che non sono certo agevoli da salire per personale bardato con tutte le protezioni del caso. Porre il terrazzino a quote non troppo alte è anche una ragione di praticità (e, di poi, anche di sicurezza).

Poste pedate ed alzate usuali per le scale normali, si arriva in quota (elevazione +17.335) con tre rampe, che si appoggiano a tre lati della struttura portante e del

deck, avvalendosi di due terrazzini intermedi, le cui dimensioni sono determinate dal dover raccordare le diverse rampe tra loro e dal dover recuperare gli spazi tra le rampe e lo sviluppo della struttura, che, come si è detto al parag. 3.1.1 e si ribadirà in seguito, è inclinata.

3.2.2 Dimensioni orizzontali

L'ingombro radiale od orizzontale della struttura portante (in effetti si dovrebbe parlare di lato del quadrato, essendo la struttura composta da quattro gambe, per cui la figura geometrica circoscritta ad essa degenera in tale figura regolare) è stato determinato a partire dal diametro di base della torre, come è stato ipotizzato nella logica del dimensionamento della struttura. Non si deve ritenere che tale diametro sia l'unica quantità fissa in tutta la successione delle misure, di cui si tratterà in questo paragrafo. Nel senso ovvio che, se tale diametro dovesse essere modificato tutte le dimensioni orizzontali ne risulterebbero cambiate. Non è proprio così entro limiti oggettivi. La forma della parte terminale del deck ora cilindrica all'incirca, potrebbe essere, invece, conformata a corolla o a tronco di cono rovescio per ospitare un basamento di diametro molto maggiore.

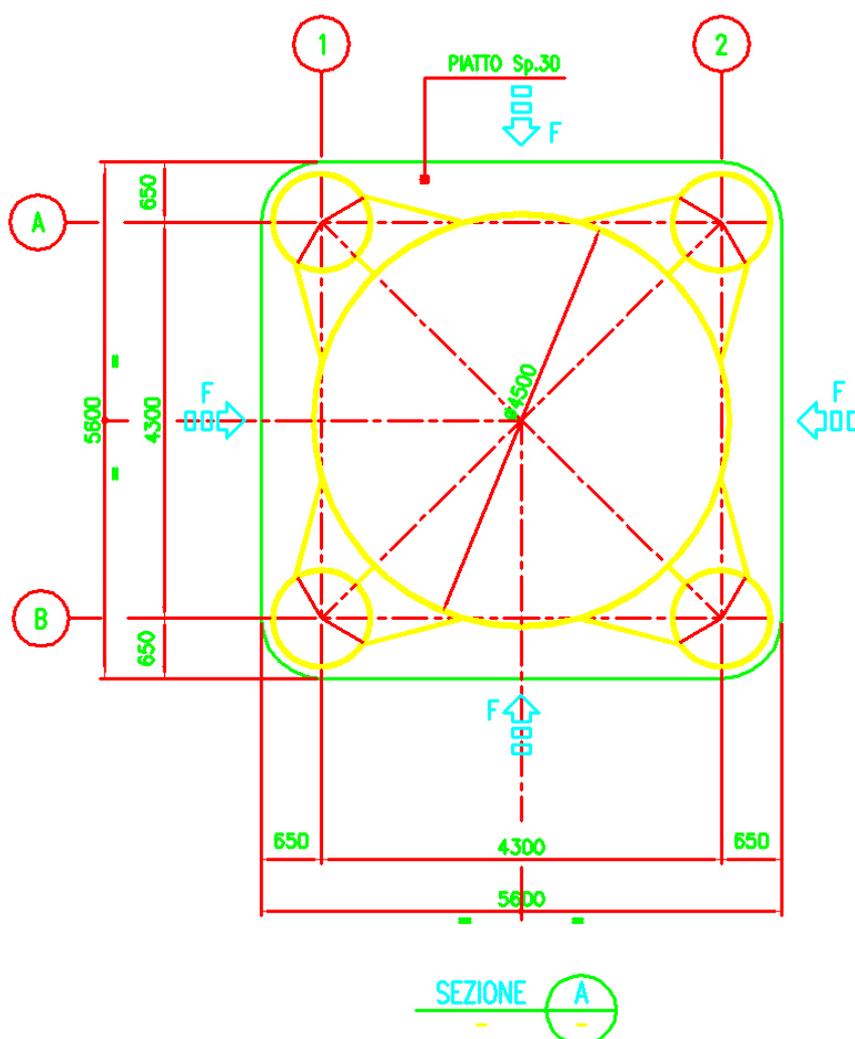


Fig. 3-13. Sez. A della Fig. 3-3b

Con riferimento al dis. 1086-ST-DIS-201 il lato della piastra, interposta tra il tratto verticale dei tubi (per circa 1.500 mm) e quello rastremato sottostante (cfr. la Fig. 3-13 e la sez. A della Fig. 3-3b), è di 5.600 mm alla quota +15.800 mm, al di sopra della quale il tamburo può essere conformato opportunamente, come si è appena osservato e come risulta anche dalla Fig. 3-14 (è disegno, effettuato in corrispondenza della sez. B della Fig. 3-3b e diretta verso il basso in modo da vedere la composizione degli elementi citati ed in particolare il tamburo -Fig. 3-15- e le connessioni tamburo-gambe, mentre nella Fig. 3-16 è rappresentata la sez. E della Fig. 3-16).

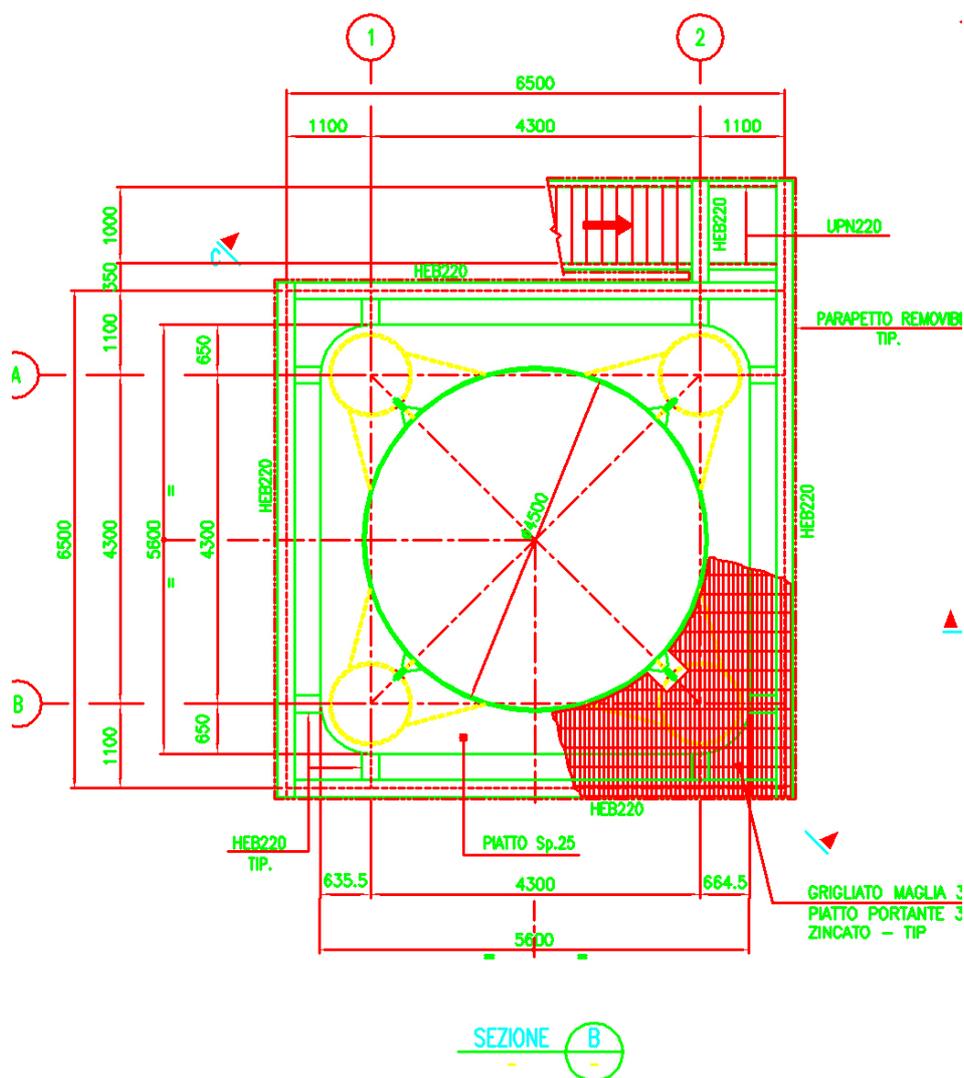


Fig. 3-14. Sez. B della Fig. 3-3b

Nel disegno attuale l'ingombro è stato previsto per un diametro di base della torre di 4.500 mm e su tale dimensione è stata elaborata la catena delle successive quote. Alla quota sopraddetta l'interasse tra tubi contigui, ovverosia tra due gambe, è di 4.300 mm. Procedendo verso il basso, si perviene così alla quota +7.500 mm, che corrisponde alla elevazione massima di ogni montante, ad un lato -misurato tra i centri dei montanti- di 6.125 mm.

Scendendo ancora sino al livello del fondale (Fig. 3-4a), qui si rileva che il lato del quadrato di base della sottostruttura (Fig. 3-4b) vale 15.750 mm, sempre misurato tra i centri di due gambe contigue.

Sottraendo a questo valore l'entità rilevata sulla cresta del jacket (a quota +7.500 mm), che è di 6.125 mm, si ottiene come risultato 9.625 mm, che diviso per due dà 4.812 mm.

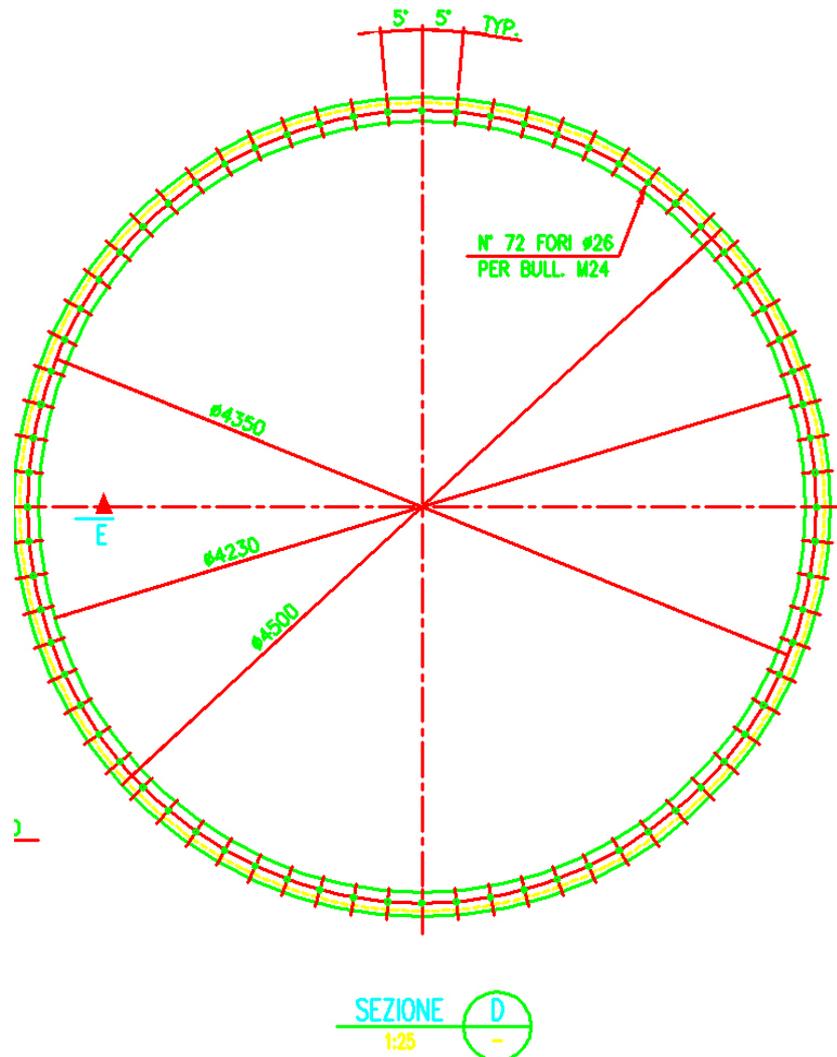


Fig. 3-15. Sez. D della Fig. 3-3b con le dimensioni radiali del tamburo e della flangia

Mettendo in rapporto l'altezza totale (38.500 mm) con la lunghezza orizzontale, appena trovata, si ha come quoziente 7,79, che è prossimo all'inclinazione di riferimento pari a 1:8 (assegnando valore unitario alla distanza orizzontale ed 8 volte circa per quella verticale).

3.3 MATERIALI, SALDATURE, PESI

3.3.1 Materiali strutturali

Per la struttura fondaria e per i pali d'ancoraggio il materiale è acciaio ferritico. La sollecitazione ammissibile è $\sigma_{am} = 1.33 \sigma_k = 1.33 \times (0.67 \sigma_{sn}) = 0.9 \sigma_{sn}$ (in ogni caso sempre inferiore alla sollecitazione di snervamento alla temperatura di progetto/operazione più bassa).

L'esecuzione prevista è interamente *saldata con tutti i controlli*, che sono consueti in installazioni di tale impiego e che sono previsti per realizzazioni di qualità.

MATERIALI STRUTTURALI			
ELEMENTI	Ø o H - OD or H (mm)	SP (mm)	DESIGNAZIONE
CANNE DEI NODI	OD = 508	t = 25	EN 10025 S355 J0
		25 ± t ± 50	EN 10025 S355 K2G3 Z 
	OD = 508	t = 25.4	API 5L-00 X52 PSL2 SR5B
TUBI	OD = 508	t = 30	EN 10025 S355 J0
		30 ± t ± 50	EN 10025 S355 K2G3
	OD = 508		API 5L-00 X52 PSL2 SR5B
PALI DI FONDAZIONE	OD 2134 (84")	t = 70	EN 10025 S355 J0
LAMIERE		t = 25	EN 10025 S355 J0
		25 ± t ± 50	EN 10025 S355 K2G3
PROFILI A CALDO	H = 300		EN 10025 S355 J0
	H = 300		EN 10025 S275 J0

Fig. 3-17. Elenco materiali per i componenti della fondazione

Un elenco molto schematico dei materiali strutturali, che sono stati impiegati nelle indicazioni progettuali, apposte ai vari disegni, è riportato nella tabella sottostante (Fig. 3-17), che è dedotta dal dis. 1086-ST-DIS-100.

3.3.2 Saldature

Per le saldature valgono alcune indicazioni generali, quali

- tutti i simboli devono essere in accordo con le norme della American Welding Society;
- tutte le saldature sono continue per prevenire la corrosione e sono da escludere altre forme (saldature a punti, etc.);
- il lato delle saldature d'angolo deve essere uguale a 0,7 volte lo spessore minimo degli elementi da saldare, salvo eventuali disposizioni contrarie;
- tutte le saldature devono essere a completa penetrazione, salvo eventuali disposizioni contrarie.

Per i particolari relativi ad ogni saldatura si cfr. i disegni dei singoli elementi della struttura, oltre ai dis. 1086-ST-DIS-150/151/152/153/154/155 per le connessioni relative.

3.3.3 Dati riassuntivi delle caratteristiche dei materiali

Negli elenchi, inseriti in questo paragrafo, sono riportati dei materiali costituenti la struttura di supporto del generatore eolico, oggetto della presente progettazione, le informazioni relative al tipo di posizione/pezzo, alle dimensioni geometriche (diametro e spessore della sezione), sigla del materiale impiegato, lunghezza del pezzo, quantità e peso complessivo.

Laddove la suddivisione delle voci non è appropriata, si espone soltanto una valutazione a corpo. Procedura questa indispensabile per non tralasciare nessuna voce, che possa intervenire nel preventivo di spesa da formula successivamente.

Le tabelle sono state suddivise nei tre principali componenti per fornire informazioni specifiche sull'importanza e sulla rilevanza, che spetta ad ognuno di essi, come segue

- Jacket;
- Pali di Fondazione;
- Deck.

Le valutazioni sono state tenute separate per agevolare le diverse analisi, cui le parti della struttura potrebbe essere singolarmente chiamate. Infatti, il valore commerciale dei singoli pezzi può essere differente in conto alle operazioni specifiche (tipologia dei materiali, lavorazioni di assemblatura e di preparazione, saldature occorrenti, etc.), che sono loro richieste.

AEROGENERATORE 3MW - FONDALE 30m JACKET 4 GAMBE - LISTA DEI MATERIALI

voci	DESCRIZIONE	SEZIONE	MATERIALE	LUNGHEZZA		PESO
				mm		kg
1	NODI COLONNE	Tubo 1210 x 35.00	S355K2G3Z	3 500	4	14 199
		Tubo 1210 x 30.00	S355K2G3Z	2 750	4	9 603
		Tubo 1210 x 35.00	S355K2G3Z	2 850	4	11 562
		Tubo 1210 x 35.00	S355K2G3Z	2 800	4	11 359
2	COLONNE	Tubo 1180 x 20.00	S355JO	7 300	4	16 707
		Tubo 1170 x 15.00	S355JO	9 500	4	16 236
		Tubo 1170 x 15.00	S355JO	10 500	4	17 945
4	TUBI NON SALDATI	Tubo 508 x 25.40	API 5L X52	4 800	1	1 451
		Tubo 508 x 12.70	API 5L X52	215 800	1	33 477
		Tubo 406 x 30.18	API 5L X52	4 800	1	1 344
		Tubo 406 x 19.05	API 5L X52	104 000	1	18 926
		Tubo 406 x 25.40	API 5L X52	4 400	1	1 050
		Tubo 406 x 12.70	API 5L X52	129 600	1	15 981
		Tubo 356 x 12.70	API 5L X52	24 500	1	2 631
5	MUD-MATS				4	28 000
6	ANODI					15 000
7	SCALA E PASSERELLE					5 000
8	ATTRACCO					10 000
9	J-TUBE e SUPPORTI					4 000
10	ACCESSORI VARI					3 000
PESO TOTALE JACKET						237 470

PALI DI FONDAZIONE

11	PALI DI FONDAZIONE	Tubo 1067 x 35.00	S355JO	94 000	4	334 866
12	ACCESSORI DI INSTALLAZIONE			0	8	16 000
PESO TOTALE PALI						350 866

AEROGENERATORE 3MW - FONDALE 30m DECK- LISTA DEI MATERIALI						
Voci	DESCRIZIONE	SEZIONE	MATERIALE	LUNGHEZZA		PESO
				mm		kg
1	COLONNE	Tubo 1067 x 40.00	S355K2G3Z	7 500	4	30 387
2	TUBI NON SALDATI	Tubo 508 x 30.18	API 5L X52	1 200	4	1 707
		Tubo 508 x 15.88	API 5L X52	52 000	1	10 022
		Tubo 356 x 12.70	API 5L X52	5 200	4	2 234
3	TESTATA	Tubo 4500 x 30.00	S355J0	2 000	1	6 614
		Tubo 1067 x 30.00	S355J0	1 500	4	4 602
		Lamiera 30 mm	S355J0	31 mq	1	7 300
		Lamiera 25 mm	S355J0	25 mq	1	4 900
		Ralla			1	1 500
4	SCALE e PASSERELLE					6 000
5	ACCESSORI VARI					2 000
PESO TOTALE DECK						77 266

Sulla base delle risultanze, che emergono dai precedenti elenchi, il peso globale della struttura fondaria ammonta a

$$(237.470 + 350.866 + 77.266) \text{ dN pari a } 665.602 \text{ dN.}$$

3.4 SPECIFICHE TECNICHE DI MASSIMA

A corredo dei disegni, che sono necessariamente molto schematici (seppur precisi e particolareggiati) e per una prima impostazione dei criteri essenziali, che sono stati illustrati e sviluppati nei precedenti paragrafi e che devono essere imposti e seguiti nella costruzione, si raccolgono nella Tab. 3.1 le *caratteristiche principali*. Queste dovranno essere inserite ed opportunamente particolareggiate, sia nelle Specifiche Tecniche complessive, sia in quelle specifiche per operazioni, pezzi, metodi di lavorazione, procedure di montaggio, etc. per la fondazione.

Tab. 3.1. Specifica generale del sistema fondario

<i>Sistema fondario</i>	<i>fondazione rigida a traliccio tubolare</i>
<i>tipologia</i>	<i>metallico a più pile (tipo template per piattaforme marine o piattaforma a pali);</i>
<i>sottostruttura (jacket)</i>	<i>quattro pile inclinate (preferibile rapporto 1:8 per conferire sufficiente stabilità al corpo fondario) costituite da montanti (tubi di guida per i pali d'ancoraggio al suolo e realizzati in tre spool, di cui due sono spezzoni da 1170x15 mm ed uno da 1180x20 mm) dotati di patta inferiore di fermo e collegati tra loro da traversi orizzontali e diagonali (per le rispettive dimensioni cfr. i disegni relativi);</i>
<i>sovrastuttura (deck)</i>	<i>struttura a quattro montanti inclinati (1066,8x30 mm) sino all'impostazione del tamburo e, poi, dritti sino al piano di collegamento con la torre, completa di scale di accesso sino a suddetta sezione, e fissata per saldatura ai pali di ancoraggio nell'estremità inferiore dei montanti;</i>
<i>assetto</i>	<i>sistemazione ad asse verticale con piattaforma di servizio (a quota opportuna) e con riparo in grado di opporsi ad eventuali urti di piccoli natanti di servizio (boat landing);</i>
<i>collegamento fondazione-torre</i>	<i>bloccaggio dell'aerogeneratore mediante collegamento flangiato tra la base della torre ed il basamento ricavato nel tamburo, portato dal tratto terminale superiore del deck;</i>
<i>centraggio/verticalità torre</i>	<i>eventuale spessoramento della connessione radice torre e tamburo per realizzare il piano d'appoggio di determinata planarità;</i>

<i>frequenza propria minima</i>	$\geq 1.10 f_b$, con f_b frequenza del passaggio della pala su torre;
<i>Fondale</i>	<i>superficialmente sabbioso composto da limi, sabbie e materiali leggeri di diversa composizione e differente compattazione;</i>
<i>spessore 0 m - 1 m</i>	<i>sabbia sciolta;</i>
<i>spessore 1 m - 5 m</i>	<i>sabbia di media densità;</i>
<i>spessore 5 m - 50 m</i>	<i>argilla compatta;</i>
<i>Pali d'ancoraggio</i>	<i>sezione/lunghezza opportuna (tubi da 42" di</i>
<i>tipologia</i>	<i>1066,8x35 mm della lunghezza totale 79.101,5 mm) possibilmente in tre spool (con giunzioni da saldare in situ) e dotati di terminali inferiori eventualmente ispessiti e sagomati (con eliminazione di puntale di forma chiusa) per agevolare la penetrazione nel fondale marino sotto l'azione martellante di peso in caduta libera (cfr. Battipalo);</i>
<i>Battipalo</i>	
<i>tipo</i>	<i>D100 Delmag;</i>
<i>altezza di caduta</i>	<i>3 m;</i>
<i>cadenza</i>	<i>35/40 colpi/min;</i>
<i>energia</i>	<i>16 ton./m. o superiore;</i>
<i>Materiale strutturale</i>	
<i>per fondazione e pali</i>	<i>acciaio;</i>
<i>sollecitazione ammissibile</i>	<i>0.9 σ_{sn} (in ogni caso sempre inferiore alla sollecitazione di snervamento alla temperatura di progetto/operazione più bassa);</i>
<i>Configurazione ed esecuzione</i>	
<i>montanti, diagonali, traverse</i>	<i>tubi interamente a sezione a corona circolare regolare lungo la estensione di ogni spool;</i>
<i>tiranteria</i>	<i>esclusa tassativamente in qualsiasi punto della struttura fondaria;</i>
<i>esecuzione</i>	<i>completamente ed in tutti i suoi pezzi con saldature continue ed a piena penetrazione;</i>
<i>colorazione parti affioranti</i>	<i>secondo necessità di segnalazione nautica;</i>
<i>Protezione</i>	
<i>superficiale</i>	<i>vernici anti-corrosione (zincatura, primer, vernici epossidiche o similari) applicate a più mani, previa preparazione (spazzolatura, sabbiatura, etc.) delle stesse;</i>
<i>catodica</i>	<i>pani di materiale opportuno (lega di Zn, Al, In) del peso di circa 311 N/cad. applicati sulla faccia verso mare sui diagonali, sulla traversa</i>

<i>quantità totale pani</i>	<i>orizzontale inferiore (18 per faccia del jacket) e su ogni zoccolo (4 per unità); 88 elementi per 20.768 kg di materiale attivo e di 27.368 kg di peso globale, comprensivo di attacchi, supporti, etc.;</i>
<i>Dimensioni verticali (su L.M.M.)</i>	
<i>quota fondale</i>	<i>-30.000 mm.;</i>
<i>altezza fuori acqua teste pile</i>	<i>+7500 mm.;</i>
<i>altezza fuori acqua teste pali di fondazione</i>	<i>+8500 mm;</i>
<i>quota collegamento pali-deck</i>	<i>+8500 mm;</i>
<i>quota impostazione tamburo di basamento</i>	<i>+15800 mm;</i>
<i>quota saldatura parete tamburo con basamento per flangia torre</i>	<i>+17800 mm;</i>
<i>quota prima piazzola di servizio</i>	<i>+6000 mm;</i>
<i>percorso attracco-piazzola</i>	<i>scale a pioli;</i>
<i>percorso piazzola-radice torre</i>	<i>scale con pianerottoli disposte lungo i fianchi;</i>
<i>quota flangia torre</i>	<i>+17800 mm + spessore flangia + spessore basamento;</i>
<i>inclinazione pile sulla verticale</i>	<i>pari a 1:8;</i>
<i>Altezza totale</i>	
<i>traliccio tubolare jacket</i>	<i>37.500 mm;</i>
<i>traliccio tubolare deck</i>	<i>9.300 mm circa (a meno del puntale di base);</i>
<i>palo di fondazione</i>	<i>79.101,5 mm (di cui 37.500 mm all'interno di ogni montante, 1.000 mm di extra corsa superiore e 41.500 mm circa inseriti negli strati del suolo marino a battitura completata);</i>
<i>Dimensioni orizzontali</i>	
<i>diametro radice torre</i>	<i>4.350 mm;</i>
<i>piazzola basamento torre</i>	<i>6.500 mm;</i>
<i>distanza centri tra due montanti a quota +17800</i>	<i>4.300 mm;</i>
<i>distanza centri tra due montanti a quota +7500</i>	<i>6.125 mm;</i>
<i>distanza centri tra due montanti a quota -30000</i>	<i>15.750 mm;</i>
<i>Pesi</i>	
<i>peso proprio jacket</i>	<i>≈ 3.000 kN;</i>
<i>peso proprio deck</i>	<i>≈ 500 kN;</i>
<i>peso pali di fondazione</i>	<i>≈ 3.000 kN;</i>
<i>peso elementi non modellati</i>	<i>≈ 500 kN;</i>
<i>peso totale</i>	<i>≈ 7.000 kN;</i>

*Strumentazione:
di avvistamento*

*acustica e luminosa, come da regolamenti
vigenti;*

di misura

*come da specifiche del Cliente e del
Costruttore dell'aerogeneratore;*

*Normativa di riferimento:
per progettazione
per assicurazione*

*API, AISC, ISO, RINA, etc. ;
da definire a seguito di accordi con l'ente
certificatore, come richiesto per aprire la
relativa pratica assicurativa.*

NB. Tutte le dimensioni radiali degli elementi tubolari sono riferite al diametro esterno.

4. CRITERI SEGUITI NEL DIMENSIONAMENTO E NELL'ANALISI STRUTTURALE DELLA FONDAZIONE

4.1 MODELLO NUMERICO

Le analisi strutturali sono applicate al corpo fondario, che è schematizzato da un *modello numerico tridimensionale lineare elastico*. Esso comprende, come illustrato nel Cap. 3, sia la sottostruttura, cioè il Jacket, sia la sovrastruttura, ovverosia il Deck. Entrambe le parti sono costituite da tralicci tubolari, che sono variamente collegati ed assiemati nelle forme, esposte nel Cap. 3, e che sono assimilati nel modello di calcolo ad elementi a trave (beam elements).

L'analisi strutturale deve essere condotta con *programma agli elementi finiti*. E' indispensabile per effettuare l'ottimizzazione della configurazione e per determinare le condizioni ottimali di comportamento, sia statico che dinamico della struttura singolarmente presa ed accoppiata con l'aerogeneratore. La campagna numerica deve essere in grado di esaminare l'assetto della struttura (tipo e cedevolezza/immobilità dei vincoli alla base, flessibilità della fondazione rispetto all'aerogeneratore, etc.) in tutte le condizioni di vita.

Indagini specifiche devono essere condotte per stimare la risposta ai regimi di fatica, cui il manufatto è sottoposto. Valutazioni particolari possono essere consigliate a livello della definizione dei criteri di progetto per individuare *carichi dinamici speciali*, che possono essere provocati da situazioni singolari o molto particolari, estranee alla attività di progettazione. Ci si riferisce ad eventi incidentali, come la collisione di natanti, il cui danno prodotto e la relativa probabilità d'occasione nella vita dell'impianto sono da individuare per poter predisporre metodologie di analisi e di valutazione anche approssimative.

Tutte le operazioni, che sono connesse con l'analisi strutturale della fondazione, sono eseguiti con il programma agli elementi finiti SACS [4], che è specificatamente dedicato alle strutture offshore.

4.1.1 **Struttura**

Il modello della struttura è descritto in un sistema di riferimento cartesiano destrorso, avente origine sull'asse verticale passante per il centro della struttura alla quota della superficie indisturbata del mare, asse X orientato in direzione Ovest-Est piattaforma e asse Z verticale positivo verso l'alto.

La struttura fa riferimento ai disegni di progetto, il cui elenco completo è riportato nel Cap.5, e comprende, come si è descritto nel Cap. 3

- il corpo del Jacket;
- la struttura del Deck
- No 4 pali interni alle gambe di dimensioni 1066.8 x 35 (42") con una lunghezza di infissione di 50 m;
- l'attracco lungo la fila 2;
- No 2 J-tube.

La torre di supporto del generatore eolico non è modellata solo nell'analisi in servizio. Le sollecitazioni che essa trasmette alla base sono inserite come set di forze sui nodi del deck. Alla sua sommità sono considerati elementi rigidi per simulare il basamento della torre.

Per le modalità di installazione, che prevedono l'immersione della sottostruttura completa di tutti i pezzi, fissati su di essa, l'inserimento del palo di fondazione in ognuna delle gambe e la battitura degli stessi, tutta la struttura, i pali ed i J-tube sono considerati allagati sino alla quota corrispondente al mare medio.

Sopra il fondale i pali sono modellati da elementi tubolari, che si sviluppano per tutta la loro lunghezza all'interno dei montanti del Jacket.

La connessione saldata a livello +7.50m è realizzata, ipotizzando un incastro relativo tra la parte terminale della gamba ed il palo. Per il resto dello sviluppo l'interazione tra i due corpi è considerata e schematizzata, introducendo in corrispondenza dei nodi del Jacket, dove sono predisposti i centrotori all'interno delle gambe, gli elementi opportuni (tipo "wishbone"), creati appositamente per trasferire soltanto le azioni di taglio tra le parti che si collegano e che consentono il mutuo scorrimento relativo.

In questo modo i carichi assiali sono trasmessi esclusivamente dalla connessione saldata tra palo e gamba, mentre le azioni orizzontali vengono passate tra palo e Jacket anche all'altezza dei nodi.

4.1.2 Pali di fondazione

Il programma PSI (Pile Structure Interaction) del pacchetto SACS modella il palo nella sua parte infissa e analizza il comportamento della struttura soggetta a condizioni statiche di carico. In particolare, il programma utilizza il metodo delle differenze finite per risolvere il modello del palo, inteso come elemento elastico su fondazione non lineare.

Il programma permette di definire le curve, che governano il comportamento assiale e laterale del palo. Sulla base dei dati geotecnici del sito, esposti nel paragrafo 4.1.5, ed implementando le proprietà di base per i terreni contenute nelle norme API, sono definite le curve

- T-z frizione laterale – spostamento verticale;
- Q-z carico di punta – spostamento verticale;
- P-z. carico di taglio – spostamento trasversale.

Per ulteriori ragguagli sulla impostazione teorica delle procedure di analisi del comportamento del palo si cfr. anche il paragrafo 2.6 e ss.

Utilizzando altresì le considerazioni, che sono state svolte nei precedenti paragrafi, è possibile determinare la *lunghezza d'inserimento del palo* in funzione delle sue dimensioni radiali e del suo spessore di parete.

Un calcolo più particolareggiato può consentire di prendere in considerazione anche la forza d'urto, generata dal battipalo nel suo operare, e dalla reazione al taglio del suolo. In tal modo, si può verificare, se è indispensabile realizzare il palo di spessore differente lungo il suo sviluppo e a quale profondità vada spinto.

E', comunque, auspicabile che con le profondità stimate sia possibile realizzare il *palo in un unico spessore*, come in realtà si è constatato (cfr. il paragrafo 3.1.2).

4.1.3 Azioni trasmesse dall'aerogeneratore

Nell'analisi statica in servizio la presenza della torre è modellata attraverso l'applicazione di un set di forze alla sommità del deck. Le azioni, che competono all'esercizio dell'aerogeneratore, sono provocate dal vento, che investe la torre ed il rotore durante il funzionamento, e sono trasmesse alla fondazione dalla torre. Sono stati così stimati, considerando un'altezza dell'asse del mozzo rispetto al mare medio di 60 m. con un'apertura dell'area spazzata da un rotore di 90 m di diametro. I riferimenti per la valutazione della direzione e dei punti di applicazione dei carichi sono riportati nella Fig. 4-1.

Tab. 4.1.1. Valori massimi dei carichi (dati per macchina da 3 MW V90)

Extreme Foundation Loads	
LC	Extreme load case 61E50a008a.int - 61E50a008f.int
F _x (kN)	-744
F _y (kN)	221
F _z (kN)	-2504
M _x (kNm)	-10861
M _y (kNm)	-53995
M _z (kNm)	-611
PLF	1.35

I valori di rigidezza della fondazione devono essere almeno pari a $C_{\phi, \text{dyn}} \geq 60 \text{ GNm/rad}$. La minima rigidezza orizzontale per tutto il sistema fondario deve essere presa alla radice della torre $G_{\text{sup}} = 250 \text{ t}$

Peso

del piastrone di base	850 t	
totale	1.100 t	con $C_{h, \text{dyn}} \geq 8,5 \cdot 10^8 \text{ N/m}$
del piastrone di base	1.000 t	
totale	1.250 t	con $C_{h, \text{dyn}} \geq 9,0 \cdot 10^8 \text{ N/m}$
del piastrone di base	1.150 t	
totale	1.400 t	con $C_{h, \text{dyn}} \geq 10,0 \cdot 10^8 \text{ N/m}$

I valori intermedi possono essere interpolati linearmente.

Tab. 4.1.2. Valori massimi dei carichi (dati per macchina da 3,0 MW V112 e 3,6 MW SWT-3,6-120)

Hub height	~ 85 m AMSL;
1P Nominal frequency	0,223 Hz;
1st Natural frequency bandwidth (entire structure)	0,28 – 0,31 Hz;
1st Natural frequency (tower, clamped at bottom)	~ 0,50 Hz;
Normal force N	5.850 kN;
Shear force Q	1.850 kN;
Overturning moment M	112.000 kNm;
Torsional moment T	16.000 kNm;
<i>Data at the Interface level 68.25m below Hub Height</i>	

Tab. 4.2.1. Carichi di fatica (dati forniti dal Costruttore della turbina V90/V112)

Equivalent and Mean Fatigue Foundation Loads			
	Mean load	Range m = 4	Range m = 7
F_x (kN)	-	-	-
F_y (kN)	189	307	280
F_z (kN)	-2688	105	90
M_x (kNm)	-14402	16188	16975
M_y (kNm)	-	-	-
M_z (kNm)	-87	2885	2517

Tab. 4.2.2. Carichi di fatica (dati forniti da Costruttori)

Interface level 68.25m below Hub Height

Number of cycles	Q [kN]	M [kNm]
1e+09	1	0
5e+08	66	1.353
2e+08	110	1.453
1e+08	179	9.113
5e+07	276	15.493
2e+07	357	20.050
1e+07	422	23.696
5e+06	499	27.341
2e+06	565	30.076
1e+06	652	33.820
5e+05	717	37.878
2e+05	761	40.583
1e+05	804	41.011
5e+04	847	43.289
2e+04	847	44.641
1e+04	879	51.830
5e+03	907	56.676
2e+03	926	56.676
1e+03	1.334	72.663

I valori delle forze e dei momenti sono stati valutati dal Costruttore (Vestas/Siemens) per un modello tipico (V 90/112-SWT-3,6-120) e sono riportati nelle Tabb. 4.1.1/2, mentre nelle Tabb. 4.2.1/2 sono elencati i valori per le stesse quantità in condizioni di fatica. Al peso della struttura è stato applicato un incremento del 10% per coprire le incertezze derivanti dalla modellazione [30]. Sono pure aggiunti i pesi

dei pezzi, che non entrano nel modello numerico (passerelle, scale, struttura d'attracco, anodi, etc.).

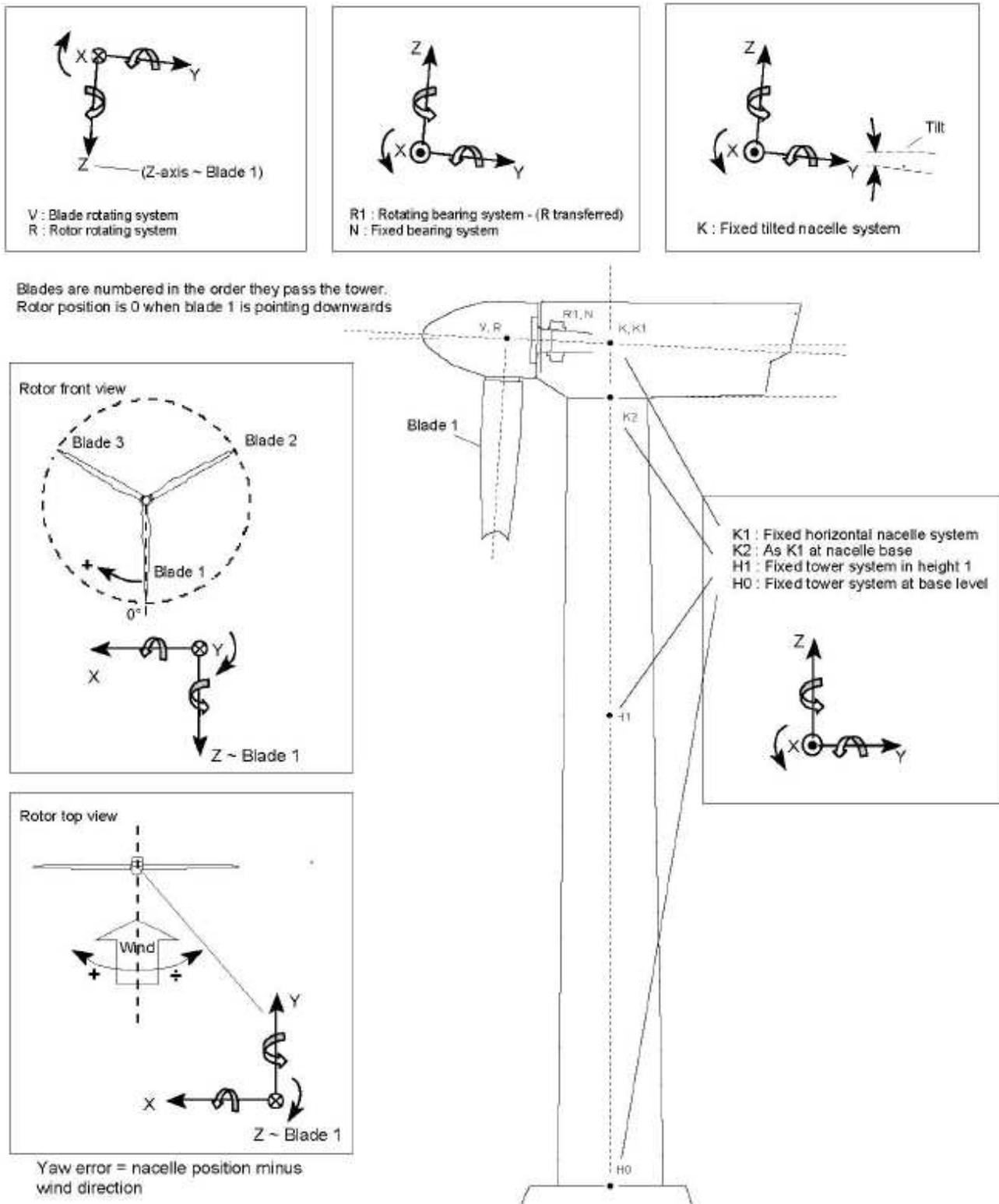


Fig. 4-1. Riferimenti direzionali per forze, momenti, spostamenti e rotazioni (come suggerito dal Costruttore della turbina)

4.1.4 Azioni ambientali da regimi meteo-marini

I dati di progetto fanno riferimento a due principali categorie di evento, distinte sulla base delle rispettive occorrenze

- *Evento Operativo*, caratterizzato da un periodo di ritorno di 10 anni;
- *Evento Storm*, caratterizzato da un periodo di ritorno di 100 anni.

Si analizzino i dati meteo-marini, che sono indispensabili per effettuare il dimensionamento della struttura e la verifica delle sue condizioni di cimento, stimando rispettivamente

a) *Splash Zone*

Da +3,0 m a -2,0 m rispetto a LAT

b) *Accrescimento marino*

Il profilo è variabile con la profondità, come segue

da +1,0 m a -20 m	120 mm sul raggio;
da -20,0 m al fondo del mare	50 mm sul raggio.

Si assume una densità pari a 1.400 kg/m³.

c) *Marea*

Si considera +1,0 m di innalzamento della superficie del mare rispetto a LAT, inteso come combinazione degli effetti prodotti dalla marea astronomica e dell'innalzamento dovuto a eventi storm.

d) *Ondosità*

Le seguenti onde deterministiche sono considerate omnidirezionali (cfr. Fig. 4-2).

Operativa

$H_{\max} = 10,3 \text{ m}$

$T = 9,7 \text{ s}$

Storm

$H_{\max} = 12,6 \text{ m}$

$T = 10,8 \text{ s}$

e) *Corrente*

Le seguenti velocità di corrente sono considerate omnidirezionali.

Operativa

Superficie 0,81 m/s

Fondo 0,41 m/s

Storm

Superficie 0,86 m/s

Fondo 0,51 m/s

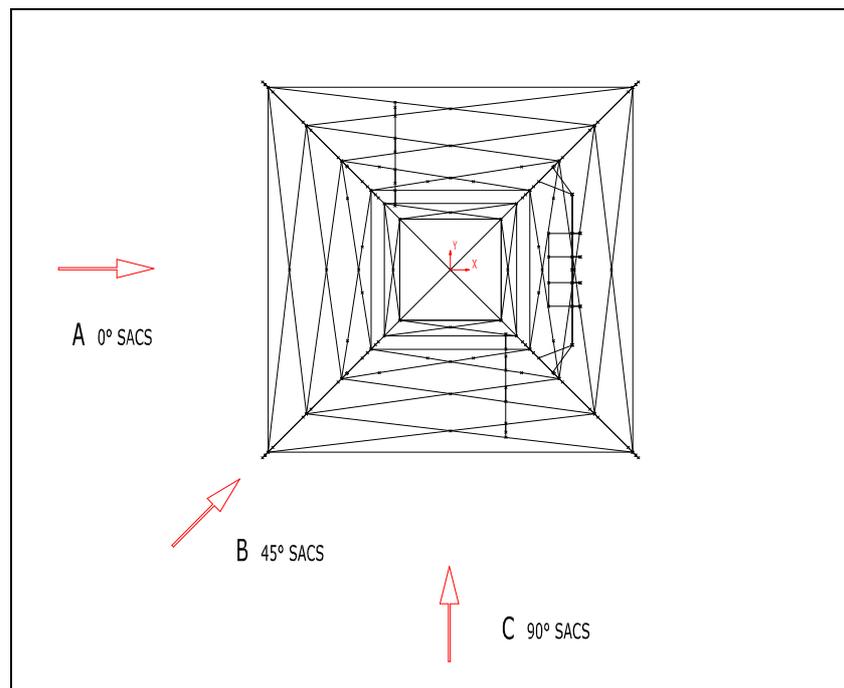
f) Vento

Le velocità di vento considerate sono da ritenere omnidirezionali.

I valori si intendono mediati su 1h e riferiti alla quota +10.0 m sulla LAT.

Operativo, U_0 35 m/s = 126 km/hStorm, U_0 54 m/s = 194 km/h

Il *carico d'onda* è calcolato facendo attraversare la struttura da un'onda monocromatica a step discreti. Ogni onda viene analizzata, considerando le diverse fasi in cui si posiziona quando attraversa la struttura. Tra queste viene valutata la soluzione che restituisce il massimo taglio alla base. La cinematica si basa sulla teoria di Stokes del 5° Ordine.

*Fig. 4-2. Direzioni dell'onda e della corrente*

E' incluso -in ogni condizione di carico- un *fattore di amplificazione*, dipendente dalla dinamica della struttura e dalla frequenza di sollecitazione.

L'azione complessiva dell'onda e della corrente viene calcolata, applicando la formula di Morison (cfr. il parag. 2.4). Ogni elemento è suddiviso in un numero di parti tali da riflettere in modo accurato la natura non lineare del carico. La sezione trasversale alla direzione del carico è aumentata in relazione all'accrescimento marino presente.

Essendo la struttura simmetrica (secondo le normali alle facce od anche secondo le diagonali dei quadrati, che risultano congiungendo i centri dei quattro montanti in una qualsiasi sezione trasversale) rispetto alle direzioni principali di azione, sono considerate nell'analisi tre direzioni d'onda con intervallo di 45° (Fig. 4-2).

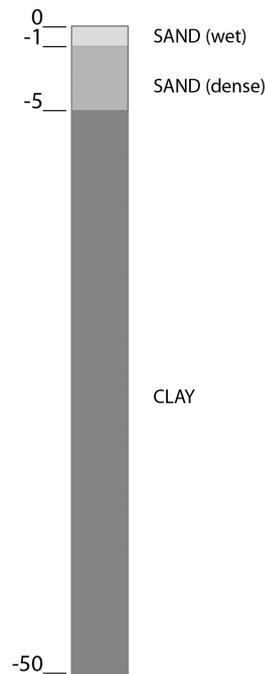


Fig. 4-3. Schema di massima della composizione del fondale

I carichi di onda e di corrente sono inclusi nella medesima condizione elementare.

Si considerano tre direzioni di approccio per ciascuno degli eventi, operativo e storm, spaziate di 45°. Al carico di onda è applicato un coefficiente di amplificazione dinamica (DAF) in ragione della risposta della struttura al carico dinamico, considerando un fattore di smorzamento viscoso pari al 3%.

Le forze del vento in condizioni estreme sono state ricavate, moltiplicando le risultanti delle condizioni operative per il seguente coefficiente incrementale

$$C_{w_{MX,Y}} = \left(\frac{54}{35} \right)^2 = 2.38$$

Il carico del vento è calcolato, seguendo le indicazioni, prescritte dalle norme API [2], per le medesime direzioni dell'azione dell'onda.

4.1.5 Terreno di fondazione e dati geotecnici

Si è ritenuto che il terreno del fondale marino sia contraddistinto da *andamento in piano* (o da leggera acclività) e -in assenza di una campagna di rilevazioni dirette e sfruttando le conoscenze generali sui fondali lungo la costa- sia contraddistinto nel senso della profondità (stratigrafia locale) dai seguenti dati geotecnici (Fig. 4-3) e precisamente da

- 0 m a -1 m *sabbia sciolta* ($\phi = 25^\circ$);
- -1 m a -5 m *sabbia mediamente addensata e abbastanza compattata*,
satura di acqua di mare ($\phi = 30^\circ$);
- -5 m a -50 m *argilla compatta* ($S_u = 100-300$ kPa).

Per valutare l'effetto delle *reazioni del suolo marino* ai carichi trasmessi dai pali si assume che il terreno sia costituito da strati (per maggiori ragguagli cfr. i paragg. 2.2.2 e 2.6.4). Ognuno di loro è simulato da due molle (Fig. 4-4), per rappresentare le azioni orizzontali e quelle verticali, aventi caratteristiche elastiche differenti secondo la profondità, cui si trova.

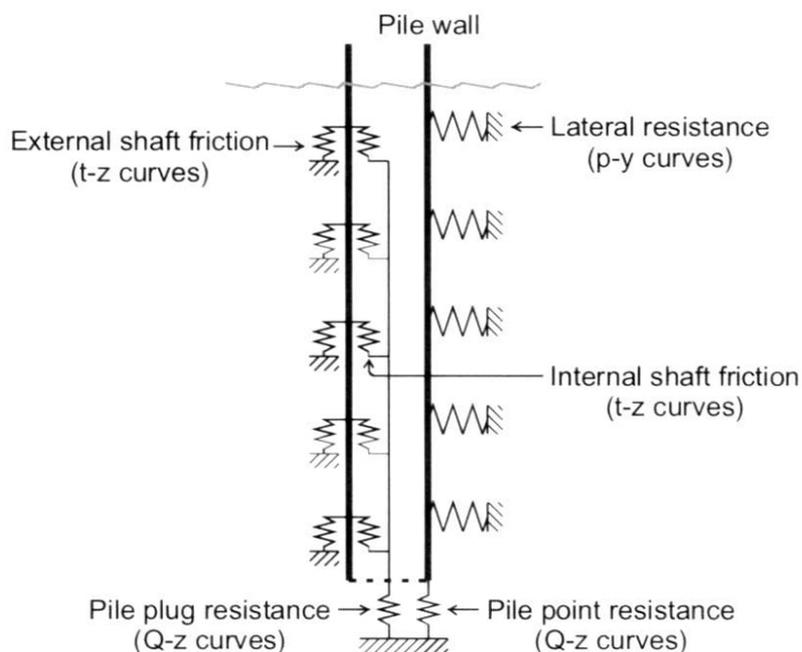


Fig. 4-4. Modello a molle dell'interazione suolo-struttura [15]

La reazione elastica d'ogni molla, che non è lineare e che deve essere dedotta dalle misurazioni locali tramite modelli di calcolo secondo le prescrizioni dalla normativa [2, 8], deve essere minore del massimo carico supportabile dal terreno in funzione delle

sue caratteristiche geotecniche. La tipica forma di queste curve è rappresentata nella Fig. 4-5 (cfr. anche il parag. 2.6.3 e ss.). La parte sinistra sino alla biforcazione suggerisce che il suolo ha un comportamento lineare, cioè reagisce elasticamente.

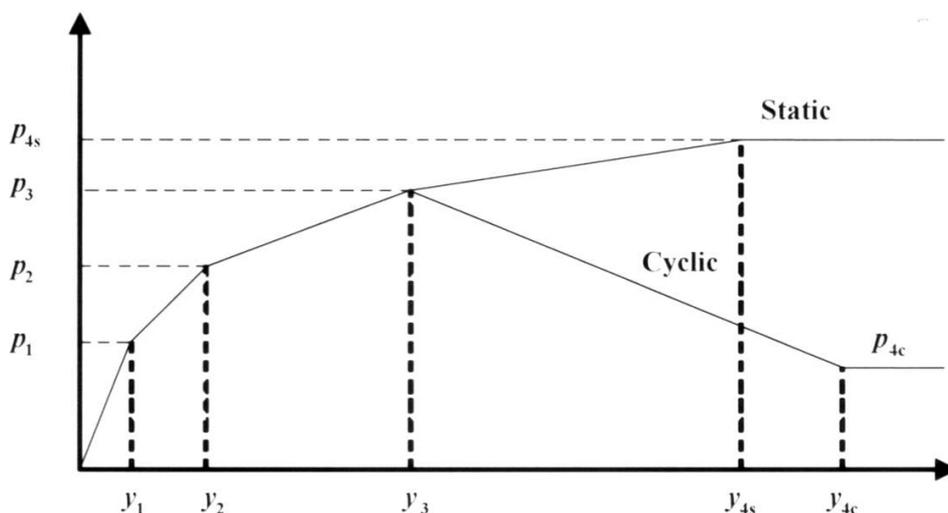


Fig. 4-5. Grafico tipo del comportamento del carico orizzontale (p) in funzione dello spostamento (y) in argille sotto regime statico-ciclico [16]

Quando il carico è rilasciato il suolo ritorna nel suo stato originario. Al di là del punto di rottura, la deformazione diventa permanente ed il suolo incomincia a perdere la propria resistenza. E' evidente che per carichi elevati e nel progetto della fondazione, un modello completamente non lineare sembra essere necessario, come usualmente si dovrebbe procedere, a meno di ricorrere ad altra schematizzazione più rapida e semplificata, utilizzando la matrice di rigidezza.

Il modello a molle non lineari ha bisogno di un programma agli elementi finiti per la sua utilizzazione. Nelle simulazioni locali a fatica la complessità di un sistema di elementi non lineari non è richiesto, poiché la maggioranza (per non dire la totalità) delle reazioni del suolo resta in campo elastico. Per ridurre il tempo di calcolo si può ricorrere al modello della matrice di rigidezza. Ha mostrato un eccellente accordo con il modello precedente non lineare [15]. Le proprietà della fondazione sono rappresentate dall'insieme di elementi, che sono riprodotti nella Fig. 4-6. Le caratteristiche delle molle si ricavano, applicando le due tipologie di carico, che sono tipiche nelle strutture a mare per turbine eoliche in esercizio.

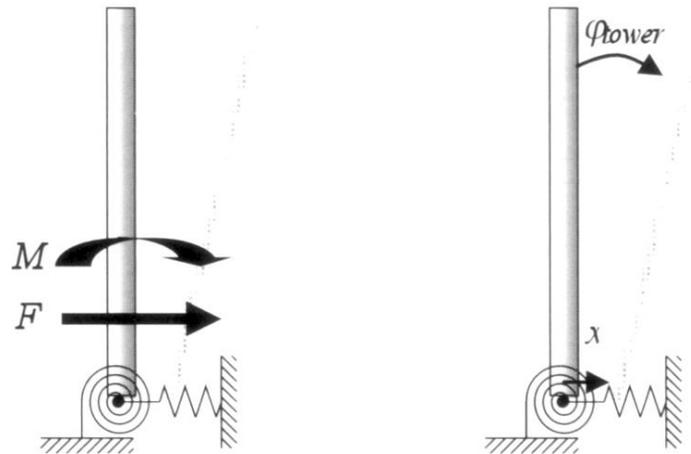


Fig. 4-6. Accoppiamento di molle (assiali e rotazionali) per fondazione sottoposta a carico e momento flettente ed alle reazioni con spostamento (x) e rotazione (φ)

Il ricorso a queste metodologie, cioè il modello delle curve p-y e l'accoppiata degli elementi a molle, possono consentire un'analisi accurata del comportamento della fondazione ai regimi di cimento imposti agli aerogeneratori a mare. Per maggiori particolari e più accurate informazioni è opportuno rivolgersi anche ai testi della pubblicistica tecnica sulla materia, di cui alcuni sono anche citati in bibliografia [13, 15, 17].

A conclusione di queste considerazioni, che sono utili per capire il percorso valutativo seguito, è opportuno segnalare che con i carichi della Tab. 4.1.2 la profondità del palo di fondazione è spinta a 80 m rispetto al LAT ed è superiore di una decina di metri rispetto all'analogia quantità impostata con i carichi della Tab. 4.1.1.

4.2 INDIVIDUAZIONE DEI CARICHI E LORO COMBINAZIONI

4.2.1 Condizioni di carico elementari

Si presenteranno sotto forma tabellare le varie tipologie di carico, che sono state elaborate e discusse nel paragrafo 4.1 e ss., indicando le simbologie e i riferimenti, oltre -possibilmente- ai relativi valori.

Carico di onda e di corrente

Condizione di Carico	Evento	Direzione SACS
WOPA	Operativo	0°
WOPB	Operativo	45°
WOPC	Operativo	90°
WSTA	Storm	0°
WSTB	Storm	45°
WSTC	Storm	90°

Carichi della torre

Condizione di Carico	Descrizione	F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]
F1X	Forza di Taglio 1 in direzione X	1850		
F1Y	Forza di Taglio 1 in direzione Y		1850	
NNZ	Carico Verticale			-5850
		M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
MMX	Momento attorno all'asse Y pos.		112000	
MMY	Momento attorno all'asse X neg.	-112000		
MMZ	Momento attorno all'asse Z pos			16000

Carico del vento

Condizione di Carico	Evento	Direzione SACS
WINX	Operativo	0°
WINY	Operativo	90°

Carichi degli elementi strutturali non modellati

Condizione di Carico	Descrizione	F_z [kN]
PERJ	Anodi	-150
	Passerella	-68
	Mud-Mats	-240

4.2.2 Combinazioni di carico

Sulla base delle precedenti condizioni elementari, sono definite rispettivamente sei combinazioni di carico operative e sei storm.

	OPJA	OPJB	OPJC	STJA	STJB	STJC
PERJ	1.00	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00
F1X	1.00	0.707		1.00	0.707	
F1Y		0.707	1.00		0.707	1.00
MMX	1.00	0.707		1.00	0.707	
MMY		0.707	1.00		0.707	1.00
MMZ	1.00	1.0	1.00	1.00	1.0	1.00
NNZ	1.00	1.0	1.00	1.00	1.0	1.00
WINX	1.00	0.707		2.38	1.68	
WINY		0.707	1.00		1.68	2.38
WOPA	1.00					
WOPB		1.00				
WOPC			1.00			
WSTA				1.00		
WSTB					1.00	
WSTC						1.00

Per maggior informazione sulla corrispondenza con i calcoli si riporta l'estratto dell'output del SACS per le combinazioni di carico:

RELATIVE TO STRUCTURAL ORIGIN

LOAD CASE	LOAD LABEL	**** X - DIRECTION *****				***** Y - DIRECTION *****				***** Z - DIRECTION *****			
		FORCE (KN)	X (M)	Y (M)	Z (M)	FORCE (KN)	X (M)	Y (M)	Z (M)	FORCE (KN)	X (M)	Y (M)	Z (M)
16	OPJA	4917.65	0.24	0.00	3.12	COUPLE	0.00	0.00	0.00	-9558.99	-0.17	0.01	7.42
17	OPJB	3413.23	0.23	0.04	3.23	3406.01	0.26	0.01	3.26	-9578.35	-0.09	-0.11	7.40
18	OPJC	COUPLE	0.00	0.00	0.00	4903.92	0.24	0.01	3.16	-9629.45	0.04	-0.17	7.37
19	STJA	6359.73	0.38	0.00	0.96	COUPLE	0.00	0.00	0.00	-9639.31	-0.22	0.01	7.28
20	STJB	4422.55	0.21	0.00	0.98	4411.63	0.23	-0.01	1.01	-9455.78	-0.15	-0.17	7.46
21	STJC	COUPLE	0.00	0.00	0.00	6356.98	0.25	-0.04	0.90	-9518.31	0.04	-0.25	7.41

4.3 RISULTATI E CONCLUSIONI DELL'ANALISI STRUTTURALE

Dalle analisi effettuate si evince che

- le strutture principali del Jacket presentano stati tensionali inferiori ai valori ammissibili e in accordo a quanto previsto dalle normative;
- i carichi massimi sui pali, incrementati dei coefficienti di sicurezza richiesti dalle norme, non superano le capacità ultime di portata del terreno ipotizzato per il sito.

Nelle seguenti tabelle (Tabb. 4.1/2) sono riportati gli elementi con i massimi valori di U.C. (Unity check - rapporto tra la tensione effettiva e la tensione ammissibile) risultanti dalle verifiche.

Tab. 4.1 - Verifica degli Elementi - Sommario

MEMBER	GROUP	DESCRIPTION	SECTION	COMBINATION	UC
3000-5007	D01	Gamba del deck fila A2	1066 x 40	OPJB	0.94
2000-5006	D01	Gamba del deck fila A1	1066 x 40	OPJC	0.93
P302-P303	P01	Palo fila A2	1066 x 35	OPJB	0.91
5007-5003	D01	Gamba del deck fila A2	1066 x 40	OPJB	0.89
1000-5005	D01	Gamba del deck fila B1	1066 x 40	OPJB	0.85
5005-5001	D01	Gamba del deck fila B1	1066 x 40	OPJB	0.84
6201-4702	X32	Diagonale del jacket fila A	406.4 x 19.05	OPJA	0.84
5006-5002	D01	Gamba del deck fila A1	1066 x 40	OPJC	0.84
P301-P302	P01	Palo fila A2	1066 x 35	OPJB	0.83
5006-5101	DX1	Diagonale del deck fila A	508	OPJB	0.94

Tab. 4.2 – Verifica dei Nodi Tubolari

JOINT	DESCRIPTION	CHORD	BRACE	COMBINATION	UC
5102	Deck Joint Brace Row A	508 x 30.18	508 x 30.18	OPJB	0.98
5101	Deck Joint Brace Row 1	508 x 30.18	508 x 30.18	OPJC	0.82
5006	Deck Joint Leg Row A1	1066.8 x 40	508 x 30.18	OPJB	0.81
5103	Deck Joint Brace Row 2	508 x 30.18	508 x 30.18	OPJA	0.81
5005	Deck Joint Leg Row B1	1066.8 x 40	508 x 30.18	OPJC	0.80
1005	Jacket Joint Leg Row B1	1200 x 35	406.4 x 19.05	OPJC	0.78
2005	Jacket Joint Leg Row A1	1200 x 35	406.4 x 19.05	OPJA	0.78
3005	Jacket Joint Leg Row A2	1200 x 35	406.4 x 19.05	OPJA	0.74
5100	Deck Joint Brace Row B	508 x 30.18	508 x 30.18	OPJC	0.71

5. ANALISI MODALE

5.1 MODELLO NUMERICO

5.1.1 *Struttura*

Il modello per l'analisi dinamica conserva le stesse caratteristiche del precedente, esposte nella sezione 4.1. L'unica differenza riguarda l'introduzione della torre di supporto del generatore -come elemento strutturale modellato fino all'elevazione +80m- con un elemento tubolare di $D_e=4.000$ mm e spessore 40 mm ($W_{tot} \approx 300t$).

Per ottimizzare l'analisi modale si ricorre alla riduzione dei gradi di libertà del modello, tale da permettere una corretta schematizzazione della dinamica strutturale globale, trascurando effetti locali e non rilevanti. La condensazione statica (Guyan) consiste in pratica nell'imporre che un nodo 'condensato' si muova in accordo con i nodi circostanti, definendo i suoi spostamenti solo sulla base di una matrice di rigidità ridotta.

La scelta dei gradi di libertà principali richiede di valutare quelli che sono collegati con le masse più importanti della struttura, cui è associata una massa partecipante non trascurabile. La distribuzione geometrica dei gradi di libertà principali deve essere tale, inoltre, da consentire una stima delle deformate globali.

I gradi di libertà principali sono le traslazioni in x,y,z , mentre le rotazioni sono sempre staticamente condensate. Inoltre sono considerati secondari anche spostamenti e rotazioni dei nodi interni all'attracco e al J-tube.

5.1.2 *Coefficienti idrodinamici*

I coefficienti idrodinamici sono stati definiti in accordo con le API RP 2A - WSD, rif. 2:

- tubi lisci. $C_d = 0.50$ $C_m = 2.00$
- tubi scabri $C_d = 0.84$ $C_m = 2.00$

I gruppi aventi C_d e C_m modificati mantengono gli stessi valori espressi nella precedente fase di calcolo.

5.1.3 Fondazioni

La natura del problema impone la linearizzazione del terreno di fondazione. Il modulo PSI del SACS permette la modellazione attraverso una matrice di rigidità lineare per ciascuno dei quattro pali sulla base dei dati geotecnici riportati in precedenza.

La definizione di queste matrici deriva da un'analisi statica lineare, compiuta sulla struttura considerando le stesse masse e le onde operative.

5.2 CARICHI - MASSE

I carichi gravitazionali agenti sulla piattaforma, corrispondenti ai carichi verticali operativi, sono inseriti nel modello per contribuire alla dinamica complessiva del sistema. Inoltre, sono considerate nel calcolo delle masse anche le quantità idrodinamiche dovute alla parte immersa della struttura.

Riassumendo, il calcolo delle masse comprende:

- massa strutturale (incluso peso della torre);
- massa dell'accrescimento marino;
- massa del fluido racchiusa all'interno degli elementi allagati (pali, gambe);
- massa aggiunta;
- massa delle attrezzature jacket non modellate del jacket;
- massa della navicella;
- massa delle attrezzature non modellate dell'aerogeneratore.

Nella seguente tabella sono riassunti i dati di input relativi alle masse sopracitate

CONDIZIONI DI CARICO / MASSE	DESCRIZIONE	CARICHI STATICI / MASSE DINAMICHE	
		Risult. [kN]	Fattore
Modello	Strutture	7430	1.10
PERJ	Attrezzature non modellate	458	1.00
NNZ	Massa della navetta e attr. non mod.	2800	1.00

Si rileva dalla tabella che le radici dei primi due autovalori definiscono modi traslazionali nel piano orizzontale XY, mobilitando soprattutto la torre di supporto dell'aerogeneratore.

Il terzo e il quarto modo, invece, coinvolgono la percentuale di massa maggiore della struttura, attivando la massa del jacket nel piano XY.

Il quinto modo è rotazionale, ma sempre legato all'intera struttura.

Le frequenze naturali superiori alla quinta sono relative a modi locali.

Come si può notare, facendo riferimento ai moti nel piano orizzontale, il 98% della massa complessiva è già attiva al raggiungimento della quarta frequenza naturale.

6. ELENCO DEI DOCUMENTI DI PROGETTO

6.1 NORME TECNICHE

Per le norme impiegate nelle fasi di calcolo sono state consultate prevalentemente i testi, che sono citati nei rif. Bibliografici [2] e [3.]

6.2 DOCUMENTI DI PROGETTO

1	1086-STR-DIS-100_1	<i>Deck & Jacket – Assieme Generale – Note Generali - Elenco Disegni;</i>
2	1086-STR-DIS-101_1	<i>Jacket – Elevazioni;</i>
3	1086-STR-DIS-102_1	<i>Jacket – Palo;</i>
4	1086-STR-DIS-103_1	<i>Jacket – Connessione Palo-Gamba;</i>
5	1086-STR-DIS-104_1	<i>Jacket – Golfari di Sollevamento;</i>
6	1086-STR-DIS-105	<i>Jacket – Mud-Mats;</i>
7	1086-STR-DIS-106	<i>Jacket – Passerella a El.+6650 p.c.;</i>
8	1086-STR-DIS-107	<i>Jacket - Attracco – Fila 2 – Piante;</i>
9	1086-STR-DIS-108	<i>Jacket – Attracco – Fila 2 – Elevazioni;</i>
10	1086-STR-DIS-109	<i>Jacket – Attracco – Supporti Fila 2;</i>
11	1086-STR-DIS-110	<i>Jacket – Attracco – Fila 2 – Scale a Pioli;</i>
12	1086-STR-DIS-111_1	<i>Jacket – J-Tube – Assieme;</i>
13	1086-STR-DIS-113	<i>Jacket - Protezione Catodica – Disposizione Anodi;</i>
14	1086-STR-DIS-150	<i>Deck & Jacket – Dettagli Tipici delle Giunzioni Tubolari;</i>
15	1086-STR-DIS-151	<i>Deck & Jacket – Dettagli Tipici di Saldatura Tubi;</i>
16	1086-STR-DIS-152	<i>Deck & Jacket – Dettagli Tipici Parapetti e Grigliati;</i>
17	1086-STR-DIS-153	<i>Deck & Jacket – Dettagli Tipici Scale;</i>
18	1086-STR-DIS-154	<i>Deck & Jacket – Dettagli Tipici Saldatura Lamiera Travi;</i>
19	1086-STR-DIS-155	<i>Deck & Jacket – Dettagli Tipici Connessioni Travi;</i>
20	1086-STR-DIS-201_1	<i>Deck – Elevazioni;</i>
21	1086-STR-DIS-202_1	<i>Deck – Dettagli;</i>
22	1086-STR-DIS-203_1	<i>Deck – Scale – Elevazioni;</i>
23	1086-STR-DIS-204_1	<i>Deck – Scale – Piante.</i>

NB. Le modifiche rispetto alla soluzione con rotore da 107 m sono evidenziate nei disegni, la cui numerazione è stata aggiornata con l'aggiunta della notazione _1.

7. BIBLIOGRAFIA

1. "Struttura di supporto per generatore eolico da 3 MW installato offshore in fondale da 30 m", TECON S.r.l., Milano, Luglio 2009.
2. API RP 2A - WSD: *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design*", 21th Edition, 2000.
3. AISC – ASD, "Manual of Steel Construction - Allowable Stress Design", 9th Edition.
4. SACS - 5.2, "Structural Analysis Computer System - Service Pack 3", Engineering Dynamics Inc., Louisiana (USA).
5. M.C. Ferguson ed. et al., "Opti-OWECS Final Report. Vol. 4: A typical design solution for an Offshore Energy Conversion System", Institute for Wind Energy, University of Technology, Delft, 1998.
6. Hasselmann et al., "Measurements of wind wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project Deutsche Hydro", Zeitschr. Riehe, A8, 1973.
7. W.J. Pierson, L.A. Moskowitz, "A proposed spectral form of fully developed wind seas based on the similarity theory of S. A. Kitaigorodshii", J. Geophys. Res., Vol. 69, 1964.
8. ISO 19901-1, "Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for fixed offshore structures", International Standards Organization, Geneva, 2005 (v. in particolare "Part I: Metocean design and operating considerations" ed altre sezioni).
9. J. Wieringa, "Gust factor over open water and built-up country", Boundary Layer Meteorology, 3, pp.424-4, 1973.
10. DNV, "Design of offshore wind turbine structures", Det Norske Veritas, DNV-OS-J101, 2004.
11. Germanischer Lloyd, "Rules & Guidelines 2000: IV Non-marine Technology – Regulations for the Certification of Offshore", Wind Energy Conversion System, 2000.
12. T. Burton et al., "Wind Energy Handbook", John Wiley & Sons Ltd., ISBN-0-471-48997-2, 2001.
13. J. Twidell, G. Gaudiosi, "Offshore Wind Power", Multi-Science Publishing Co. Ltd., ISBN 978-0906522-639, 2009.
14. ISO 19901-4, "Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures – Part 4: Geotechnical and foundation design considerations", International Standards Organization, Geneva, 2003.

15. M.B. Zaaijer, "*Sensitivity analysis for foundation of offshore wind turbines*", Section Wind Energy, WE 02181, Delft, 2000.
16. H. Matlock, "*Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay*", paper OTC 1204, Proceeding of Second Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, USA, pp. 577-594, 1970.
17. V.K. Shaw, "*Foundation Model and design for offshore wind turbine monopile*", Offshore Engineering, Delft University of Technology, 2004.
18. S.A. Hsu, "*Coastal Meteorology*", ISBN 0-12-357955-4, Academic Press Inc., London, 1988.
19. S.A. Hsu, "*Determining the power law wind-profile exponent under near-neutral stability conditions at sea*", Journal of Applied Meteorology, pp. 757-765, 1994.
20. R.J. Barthelmie, M. Courtney, B. Lange, M. Nielsen, A. Sempreviva, M.J. Svenson, F. Olsen, J. Christensen, "*Offshore wind resources at Danish measurement sites*", Proceedings of the 1999 European Wind Energy Conference and Exhibition, Nice, 1999 (published by James Scientific Publisher Ltd., London).
21. G. Watson, J. Halliday, J. Palutikof, T. Holt, R. Barthelmie, J. Coelingh, L. Folkerts, G. Wiegerinck, E. van Zuylen, J. Cleijne, G. Hommel, "*POWER – A methodology for the prediction of offshore wind energy resources*", Proceedings of OWEMES, 2000.
22. E. Kalnay, M. Kanamitsu, R. Kistler, W. Collins, D. Deaven, L. Gandin, M. Iredell, S. Saba, G. White, J. Woollen, M. Chelliah, W. Ebisuzaki, W. Higgins, J. Janowiak, K.C. Mo, C. Roppelweski, J. Wang, A. Leetmaa, R. Reynolds, R. Jenne, D. Joseph, "*The NCEP/NCAR 40 reanalysis project*", Bulletin of the American Meteorological Society, 77, pp. 437-471, 1996.
23. J. Wu, "*Sea surface wind - a critical input to oceanic model but are they accurately measured?*", Bulletin of the American Meteorological Society, 76, pp. 13-19, 1995.
24. W.T. Wu, "*Progress in scatterometer application*", Journal of Oceanography, 58, pp. 121-136, 2002.
25. C.B. Hanger, M. Nielsen, P. Astrup, R. Barthelmie, E. Dellwik, N.O. Jensen, B. Jørgensen, S. Pryor, O. Rathmann, B. Furevik, "*Offshore wind resource assessed from satellite SAR wind field maps*", Wind Energy, 8, pp. 403-19, 2005.
26. R.J. Barthelmie, S.C. Pryor, "*Can satellite sampling of offshore wind speeds realistically represent wind speed distribution?*", Journal of Applied Meteorology, 42, pp. 83-94, 2003.
27. S.C. Pryor, M. Nielsen, R.J. Barthelmie, J. Manu, "*Can satellite sampling of offshore wind speeds strategy represent wind speed distribution? Part II: Quantifying uncertainties associated with sampling strategy and distribution fitting methods*", Journal of Applied meteorology, 43, pp. 739-50, 2004.
28. V. Kerboal, B. Chapron, P.W. Vachon, "*Analysis of ERS-1/2 synthetic aperture radar wave mode imagerettes*", Journal of Geophysical Research. Oceans, 103, pp. 7833-46, 1998.

-
29. R.J. Barthelmie, O. Hansen, K. Enevoldsen, J. Højstrup, S. Larsen, S. Frandsen, S. Pryor, M. Motta, P. Sanderhoff, "*Ten years of meteorological measurements for offshore wind farms*", *Journal of Solar Energy Engineering*, 127(2), pp. 170-6, 2005.
 30. "*Class 1, Foundation Loads V90 – 3.0 MW VCS HH80, IEC1A*", Vestas, May 2006.

8. ALLEGATO 1. SCALZAMENTO (SCOUR) DI FONDAZIONI A MARE

8.1 SCALZAMENTO E FONDAZIONI

8.1.1 Definizioni

In fondali sabbiosi con correnti di marea significative parte del suolo, che contorna un palo inserito in esso, viene asportato per una erosione, che è detta azione di scalzamento e che in letteratura tecnica è chiamato sovente con il termine inglese *scour*. La causa deve esser individuata nel disturbo, che la fondazione crea nei profili dei filetti fluidi e delle velocità attorno al corpo fondario.

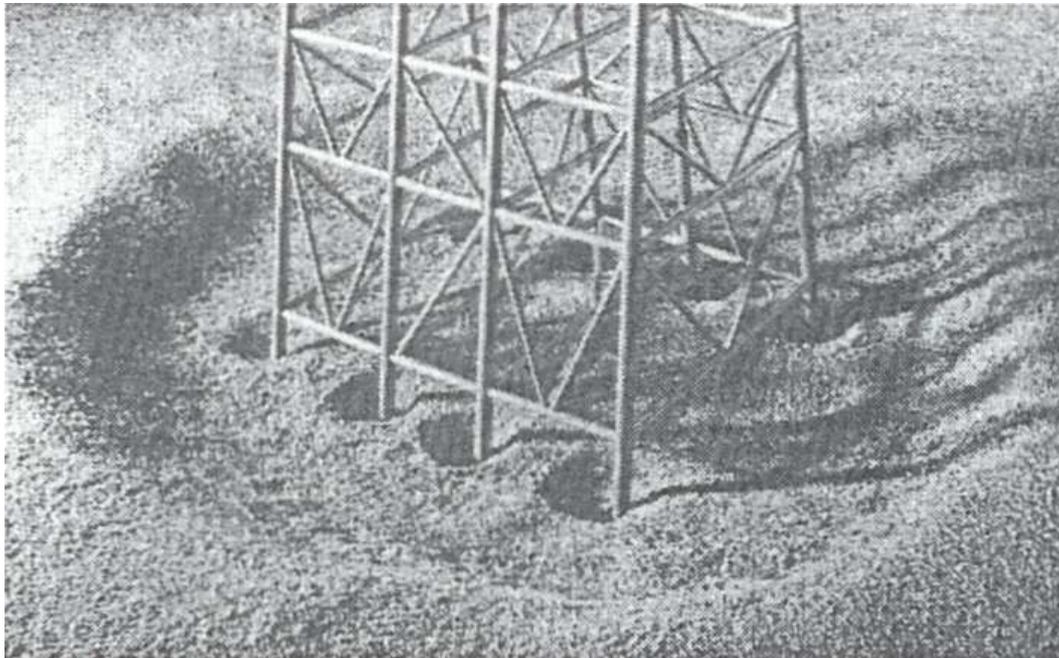


Fig. 7-1. Scalzamento globale attorno al modello di jacket con accentuato infossamento locale attorno ai singoli pali e depressione generale con spostamento di materiale a valle del flusso di corrente incidente

Si parla di *scalzamento generalizzato (general scour)* il fenomeno prodotto su un'area più vasta, che può al limite comprendere anche più pali, come nel caso di un tripode o di un jacket petrolifero a molte gambe. Si interpreta come *scalzamento locale (local scour)* quello che è riscontrabile a ridosso di ogni singolo ostacolo o palo (Fig. 7-1).

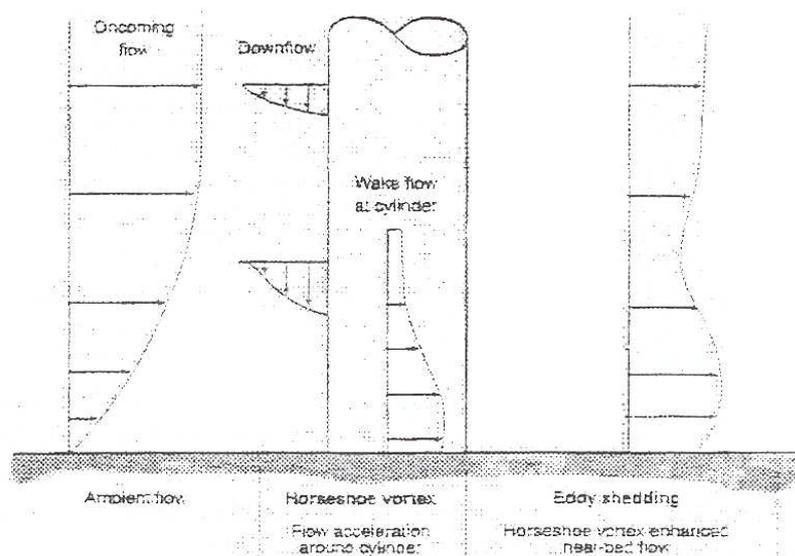


Fig. 7-2. Interazione tra filetti fluidi e corpo cilindrico verticale con rappresentazione dell'andamento indeformato, con le vorticosità a forma di ferro di cavallo e con la distribuzione e con il profilo deformato dall'ostacolo

Nel caso delle fondazioni monopila l'abbassamento del fondale o incavo, che si rileva localmente attorno alla periferia del palo, può raggiungere una profondità non trascurabile. Aumentando considerevolmente il diametro, come capita nelle fondazioni a gravità, questa unghia o avvallamento in depressione del profilo sabbioso cala notevolmente, sia in valore, sia in distribuzione attorno alla periferia della fondazione.

8.1.2 Posizione del problema fisico

I dati raccolti sin'ora sono di origine sperimentale, essendo stati derivati da simulazioni tecnologiche. Mancano rilevamenti diretti (certi e sufficientemente numerosi) su strutture portanti in esercizio (anche se qualche rilevazione su fondazioni esistenti è stato operato, come si deduce dal contesto del parag. F.2 e ss.). Va detto che il fenomeno è stato realmente riscontrato ed è stato studiato anche per l'elevato numero di fondazioni di questo tipo, che sono state realizzate a tutt'oggi (specialmente nel mar del Nord e nel Mar baltico).

Tra le 295 fondazioni per turbine eoliche offshore realizzate sino al 2004, se ne contano 181 del tipo a monopila. Di queste ben 169 sono state installate in fondali sabbiosi e, quindi, potenzialmente esposte al fenomeno in questione.

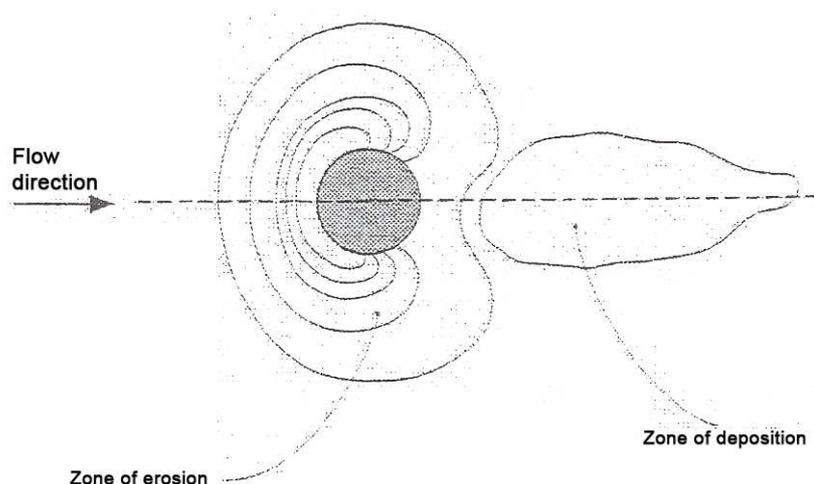


Fig. F-3. Andamento in pianta delle vorticosità attorno al cilindro con le zone di erosione e di deposito (più staccate da quelle erose)

In breve, può essere utile indicare quali siano le strutture, che si trovano soggette a tale fenomeno. Possono essere del tipo

- a pila singola (fondazione monopila, singolo palo di diametro appropriato, etc.);
- a più pile (tripode, jacket, etc.);
- a corpo di grande volume (fondazione a gravità, pennello, frangiflutti, diga, etc.);
- pipeline, specialmente se sia di diametro opportuno.

Si deve contare su condizioni, che agevolino il suo formarsi e che direttamente siano responsabili delle conseguenze in atto, quali

- correnti fluide (fiumi, estuari, etc.);
- ondità (onde marine con ridotta influenza delle maree);
- onde e correnti profonde (condizioni di mare aperto, che sono tipiche di molti siti offshore);
- scia di natanti (navi in manovra, transito di mezzi navali in velocità, etc.).

L'alterazione nei profili di velocità, che un ostacolo, come quello che è realizzato da un palo inserito nel fondale, può essere rappresentato con i profili della Fig. 7-2, la cui traduzione in termini di curve di erosione è nella Fig. 7-3. Il flusso incontrante l'ostacolo subisce un abbassamento nella parte frontale ed una vorticosità accentuata a valle dello stesso conformandosi a ferro di cavallo. E' proprio questo regime di vortici, che è responsabile dell'azione erosiva attorno alla periferia dell'ostacolo con scavo progressivo della superficie del fondale.

8.2 EFFETTI SULLE STRUTTURE FONDARIE E PROVVEDIMENTI OPPORTUNI

8.2.1 Commisurazione dello scalzamento

Il *flusso turbolento a valle della struttura* rispetto a quello a monte è contraddistinto da velocità più basse. Queste sono responsabili di sedimentazioni, creando una zona di deposito, che si manifesta dietro all'ostacolo ed in una zona non soggetta -e non interessata- allo scalzamento.

La *profondità dell'incavo* può essere dell'ordine di $0,8/2,5 D$, ove D è il diametro dell'ostacolo o, in questo caso, del palo. Pur non potendo contare su un gran numero di casi va osservato che per ostacoli di diametro meno contenuto di quello per le fondazioni monopila, che varia tra 4 ed 8 m, la profondità non cresce linearmente.

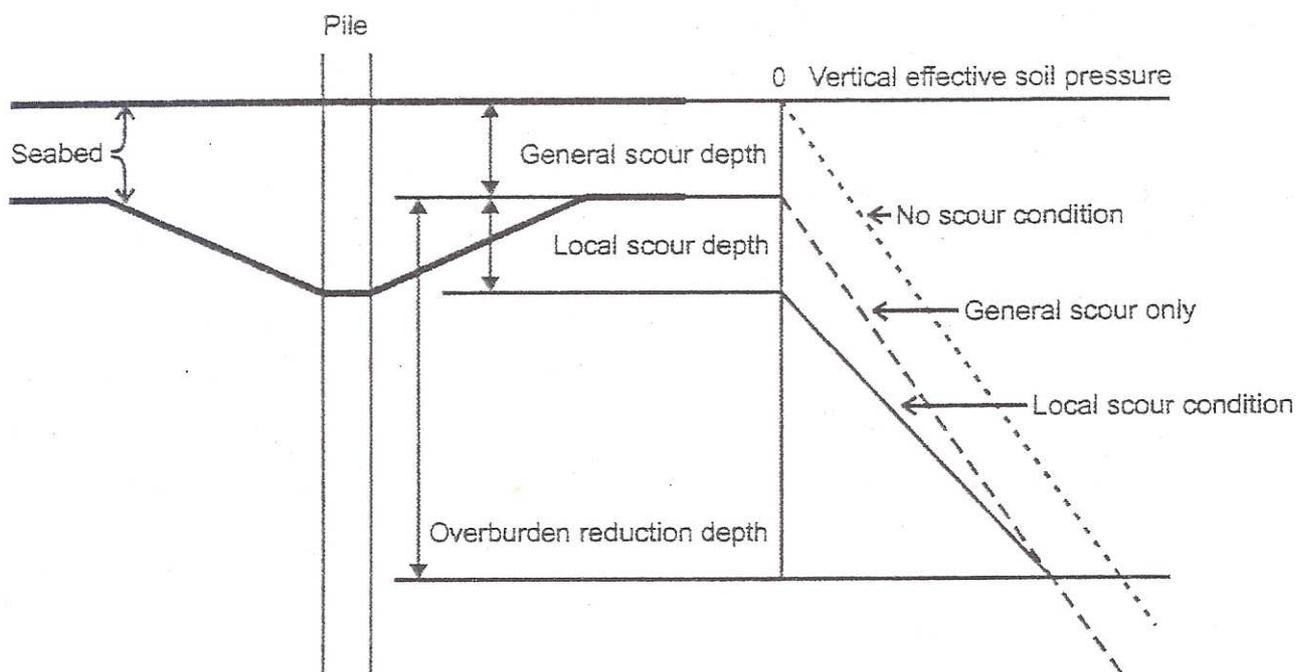


Fig. 7-4. Riduzione dell'effetto sulla pressione del suolo dovuto a scouring

E' il caso delle fondazioni a gravità, che, essendo contrassegnate da grandi diametri (20-30 m ed oltre), dovrebbero trovarsi in condizioni di grande instabilità. In realtà siffatta congiuntura non si riscontra o non è nella misura temuta.

Da parte dell'Università di Delft e del Nederlandse Aardolie Maatschappij (NAM) con fondi del Ministero degli Affari Economici olandese sono state avviate *indagini locali differenziate* attorno a tre tipi di strutture portanti, che sono poste a differenti quote nel fondale marino del Mar del Nord meridionale. Sono rispettivamente una struttura a monopila (chiamata N7), un jacket petrolifero a più gambe (detto L9 e rappresentato nella Fig. 7-7) ed una fondazione a gravità (F3). Quasi nessuna è protetta da interventi di consolidamento del suolo circostante. I dati sono stati desunti da ispezioni dirette mediante immersione di sommozzatori, da rilevamenti con ROV e da tracciati di ecosondaggi multibeam.

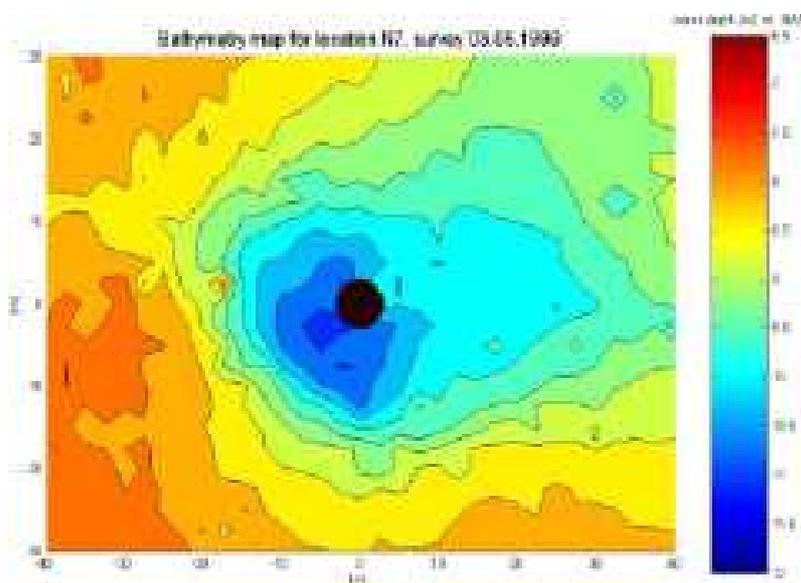


Fig. 7-5. Andamento batimetrico del fondale attorno alla fondazione N7 due anni dopo la sua installazione

Si consideri la *struttura portante a monopila*, che è il primo tipo di corpo immerso nel fondale e che è contrassegnato con la sigla N7. Si è constatato, infatti, sulla fondazione a monopila da 6 m di diametro e collocata su fondale posto a 7 m dal

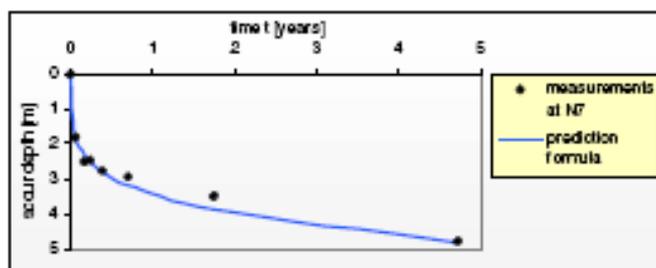


Fig. 7-6. Profilo delle rilevazioni attorno alla fondazione monopila N7

mare medio, che dopo cinque anni di permanenza in acqua la profondità dello scalzamento locale è stato di 4,8 m, pari a 0,6 D e che l'effetto dello scouring si estende sino a 100 metri dal corpo fondario. Dalle misure, effettuate anche prima della campagna citata, è stato possibile tracciare il grafico della Fig. 7-6.

Pertanto, secondo le stime olandesi e ricorrendo a formule empiriche, è presumibile che a fine vita (stimata in 25 anni circa) sembra corretto ritenere che la profondità dell'avvallamento possa mediamente -e cautelativamente- ammontare a 7-7,5 m, cioè dell'ordine di 1,1 D al massimo.



Fig. 7-7. Piattaforme petrolifere associate (L9), di cui una da 4 gambe e l'altra da sei

Le *strutture a montanti* (L9) poggiano su un fondale più profondo (24 m relativi LAT) rispetto a quello in cui è infissa la precedente fondazione a monopila. La descrizione del fenomeno non si riferisce ad una situazione geometrica ed idraulica semplice, come è il caso di un corpo unico immerso nel mezzo marino. Inoltre, la risposta può essere anche variabile con il tempo. Le prove di laboratorio marcano una situazione spettante ad ogni gamba (scour locale) rispetto ad una generale, come è illustrato dalla Fig. 7-1.

La carta batimetrica ha anche evidenziato che le registrazioni ecosonore erano soggette a riflessioni spurie, specialmente nei dintorni dei montanti ed a causa della loro mutua vicinanza. Ad ogni buon conto si è riusciti a rilevare un *valore limite* di 4,6 m, che è stato preso come indicatore della massima unghia di asportazione del fondale, pur non essendosi presentato ugualmente attorno alle diverse gambe. L'estensione della zona, compromessa dallo scour generale, arriva ancora ad un centinaio di metri, come è stato confermato dagli altri metodi di osservazione (ROV, immersioni, etc.).

8.2.2 *Entità del fenomeno nel Mar Mediterraneo*

La *entità del fenomeno* appare -e lo è- particolarmente significativa per due ordini di considerazioni. La prima è da far ascendere alla relativa esiguità del diametro dei montanti rispetto a quello del monopila (la differenza, però, nel caso specifico non sembra essere così forte, come è, invece, nelle nostre fondazioni a jacket per turbine eoliche rispetto a quelle a monopila).

La seconda è da attribuire alle condizioni marine. Il moto ondoso, le maree del Mar del Nord -mare notoriamente molto turbolento, specialmente quando è agitato- e la loro frequenza sono tutt'altra cosa di quelle che regnano nel Mar Mediterraneo (ed in particolare nel Mar Adriatico).

Pertanto, nei nostri mari la componente legata al moto ondoso (assai rilevante in via di prima ipotesi) potrebbe rivelarsi meno determinante al crescere della profondità. Probabilmente potrebbe già esserlo attorno ai 20 metri, quota del fondale attorno alla quale gravitano molti degli insediamenti eolici italiani. Se il valore rilevato è alto, questo fa anche ritenere che i metodi approssimati, di impiego nella stima del fenomeno, possono non essere sufficientemente adatti per indicare valori accettabili nelle strutture a più montanti. Inoltre, la relativa vicinanza delle gambe, specialmente per strutture fondarie a tre gambe e per turbine eoliche di media potenza richiedenti diametri inferiori, potrebbe indurre forse meno gravi fenomenologie nel formare l'incavo.

Ultima struttura esaminata dal programma olandese è la *fondazione a gravità* (indicata come F3). E' posizionata su fondale ancora più profondo (42,3 m) ed è protetta da un gabbione, steso a materasso sulla periferia. In funzione dal 1992 ha fatto riscontrare un incavo al vertice meridionale di 4,6 m circa. Il valore, che è stato rilevato, sarebbe in accordo con le valutazioni teoriche e con le estrapolazioni d'origine sperimentale, che l'Università di Delft ha condotto. Ciò conferma l'opportunità e avvalorata la correttezza funzionale della protezione da inserire a salvaguardia della fondazione, qualora si tema o non si voglia incorrere nel fenomeno in questione.

Si può anticipare qualche *considerazione comparativa*, se non proprio riassuntiva. Il fenomeno sembra essere determinabile con buona accuratezza con geometrie fondarie semplici e con fondali bassi, in cui le condizioni marine (moto ondoso, maree, etc.) siano determinanti.

Le previsioni in corrispondenza di strutture più complesse richiedono un intervento sulle formule precedenti, avvalendosi di valutazioni ingegneristiche e possibilmente di prove su modelli fisici.

Si sottolineano queste due ultime condizioni. Effettuare una elaborazione tecnica sulle conseguenze e sulle manifestazioni marine nel sito è assolutamente indispensabile. Non è opportuno -anzi può essere del tutto improponibile- fare estrapolazioni, partendo da situazioni geografiche molto lontane.

Laddove sia possibile fare *misure su strutture analoghe esistenti* e non molto diverse -dal punto di vista climatico ed ambientale- per l'azione del fenomeno nel tempo, è opportuno anche sobbarcarsi il costo di simili indagini, che hanno il pregio di essere sperimentali ed oggettive.

8.2.3 Effetti dello scalzamento

L'incavo, che si forma all'intorno dell'ostacolo, ha effetti negativi sulla *stabilità del palo* o del corpo cilindrico a sezione circolare infisso.

In primo luogo, la lunghezza di contatto tra il sottosuolo marino e la superficie esterna del palo si riduce. Per tenerne conto bisogna incrementare la lunghezza di inserimento durante la battitura.

Inoltre, la consistenza del suolo a contatto del palo subisce nella sua parte superiore una riduzione. Nella Fig. 7-4 è stato esposto schematicamente l'andamento della pressione su terreno di fondazione, che nella zona, compromessa dallo scalzamento, cala per effetto, sia dell'azione generale, sia -e soprattutto- di quella locale, cui contribuisce anche l'imbibimento nel senso di diminuirne la portanza.

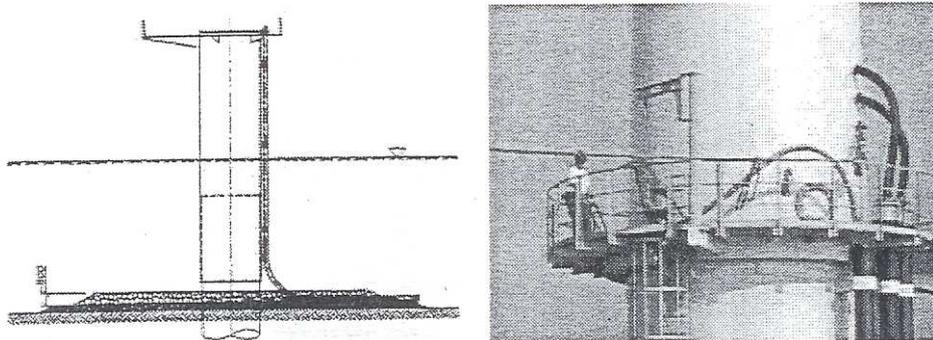


Fig. 7-8. Sistemazione di discesa (mediante J-tube) di cavo elettrico in zona soggetta a scouring e relativa sistemazione all'inserimento nella torre

Gli effetti negativi, che il fenomeno produce, sia sulla fondazione, sia sulla tecnologia relativa, sia in un certo senso sulla stabilità della turbina eolica, sono

- la riduzione della capacità portante del fondale e della sua resistenza, imponendo una maggior profondità della porzione di palo da inserire nel sottosuolo;
- l'incremento della tendenza al rovesciamento da carichi (vento, onde, correnti, etc.) e della potenza unitaria della turbina fanno crescere il momento flettente sul palo con aumento delle caratteristiche dimensionali dello stesso (diametro esterno, spessore di parete, etc.);
- la riduzione della portanza e della rigidità del suolo ha la conseguenza di abbassare la frequenza naturale della struttura;

- le variazioni geometriche del fondale, che non sono più uniformi attorno alla struttura, introducono zone di mancanza di appoggio, cui è esposto anche il cavo elettrico sottomarino almeno nella tratta vicina alla fondazione.

Queste ultime considerazioni vanno chiarite. La discesa del cavo può essere guidata -e di solito così avviene- da un conduit in plastica o in metallo (detto tubo a forma di pipa e per questo chiamato J-tube). Una volta arrivato a contatto del fondale, il cavo è adagiato sulla periferia della struttura (Fig. 7-8). Ove si sia manifestato lo scalzamento, il cavo è esposto senza difese all'azione delle vorticosità delle correnti, operanti nella zona.

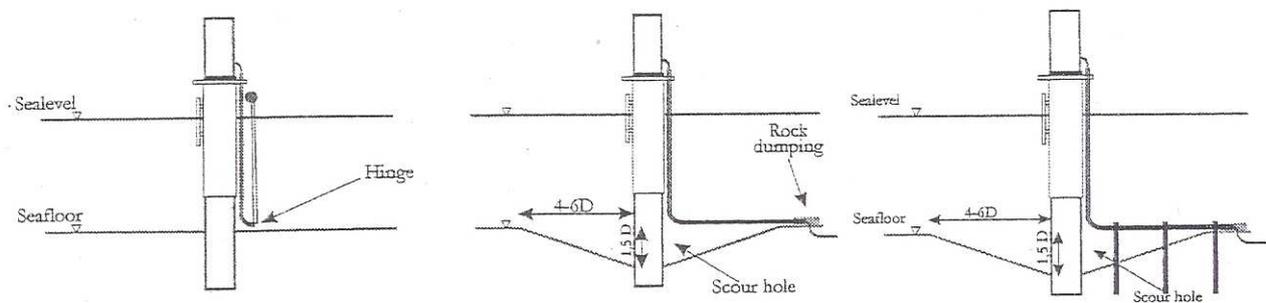


Fig. 7-9. Cavo sottomarino in zona soggetta a scouring e relative protezioni

Superato l'incavo il cavo torna ad essere protetto dall'interramento. Il tratto, che non è difeso, può essere sottoposto a condizioni di sbalottamento e di improvvisi strattoni, che possono avere indubbiamente riflessi negativi o pericolosi sulla sua resistenza (a fatica meccanica) e sulla sua stabilità.

Si può ricorrere (Fig. 7-9) a qualche mitigazione, inserendo un sistema di vincolo supplementare, come si è tentato di indicare nell'ultima rappresentazione della Fig. 7-9.

8.2.4 Provvedimenti migliorativi

Una volta che si sia riconosciuto che il fenomeno abbia modo di imporsi, è indispensabile prendere alcuni provvedimenti, che siano in grado di produrre qualche risultato mitigante sugli effetti temuti. Il primo risultato fra tutti quelli attesi è di conferir maggior consistenza al manto sabbioso, che copre e costituisce lo strato superficiale del fondo marino, circostante la struttura.

Si tratta di posare una *serie di materiali solidi*. Si può ricorrere a frantumazioni molto grossolane di corpi rocciosi o similari, che si dovranno far depositare in composizioni differenti per granulometria sul sito in modo da realizzare uno zoccolo attorno al palo. Esso deve avere consistenza e resistenza allo spostamento da vorticosità, che siano ben superiori a quelle della sabbia. Si incomincia col disporre materiali molto sminuzzati per un primo tamponamento del manto sabbioso da accompagnare successivamente con strati a pezzatura più grossa ed a miglior resistenza anche all'erosione, come nella Fig. 7-10.

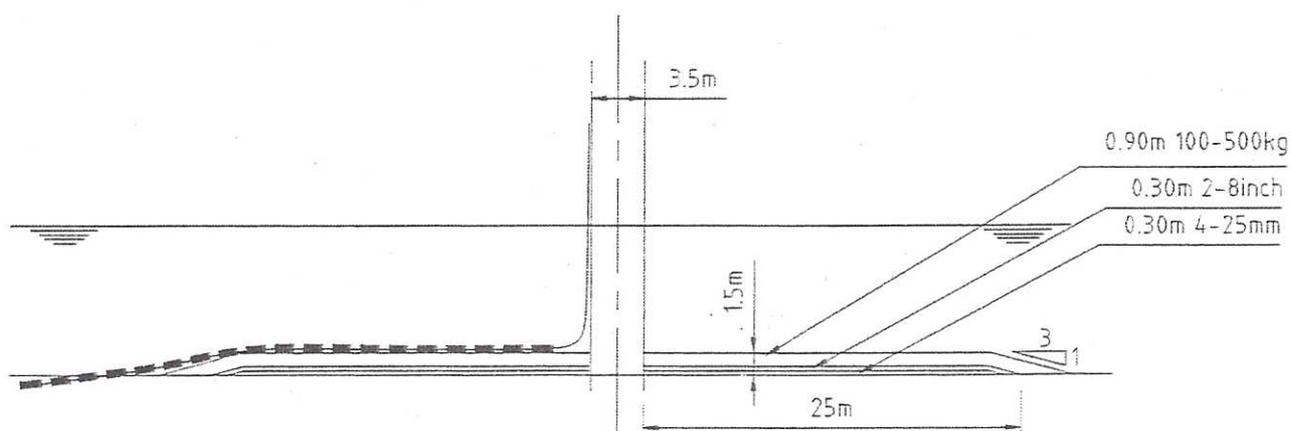


Fig. 7-10. Illustrazione del provvedimento di mitigazione, ottenuto con tre strati sovrapposti di opportuno spessore mediante lo spargimento di materiale di diversa dimensione attorno ad un palo di diametro medio per una estensione di circa 2.000 mq (corona circolare di 25 m di differenza tra i diametri)

In luogo del primo strato di tamponamento, che è a contatto con il manto sabbioso, si può disporre di un particolare *tessuto da stendere sul fondale*. Avrebbe la funzione di stabilizzare i granelli di sabbia, come d'altronde si tenderebbe a fare disponendo i primi strati di materiale solido di piccole dimensioni a scopo di consolidamento e di imbrigliamento del moto dei granelli prima di buttare materiale

più consistente. Una volta ottenuto lo scopo di rendere stabile il primo strato di fondo si potrebbe proseguire con strati di materiali (naturali, come le rocce, od artificiali, come c.s./c.a) a pezzatura e di consistenza maggiori.

8.3 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

8.3.1 *Opportunità per interventi mitigatori*

Dalle considerazioni, appena esposte, è opportuno trarre qualche conclusione, per la urgenza di dare risposta all'interrogativo principale riguardante quale intervento occorra programmare per mitigare, se non completamente annullare il fenomeno, che è stato messo in evidenza da reali risposte sul campo.

Va, innanzitutto, rilevato che qualunque provvedimento si voglia mettere in atto, ha *effetti negativi*. Risulta costoso in se stesso per i materiali occorrenti e per i mezzi da disporre, oltre che dispendioso per l'aumento dei tempi di lavoro attorno alla fondazione e discutibile per l'alterazione delle condizioni locali della morfologia del fondale.

Pertanto, il quesito da porre è sulla *necessità -o meno- di un simile intervento*. Ricordando le considerazioni, esposte all'inizio, il fenomeno è evidente quanto più

- il diametro dell'ostacolo (nel caso in discussione è un palo) abbia valori appropriati (e, comunque, non piccoli);
- il materiale dello strato del fondale a contatto con l'acqua abbia consistenza sabbiosa;
- le correnti di profondità e le maree, che sommuovono le superficie del fondale marino, siano attive ed intense.

Naturalmente, se tali condizioni iniziatrici non sono presenti o lo sono in misura tollerabile, non è necessario predisporre *ulteriori interventi* del tipo di quelli che sono stati discussi ed avanzati. Basta rileggere le conclusioni riportate nel riquadro finale, che è inserito alla fine del presente paragrafo.

Il caso dei campi eolici del Mar Adriatico sembra generalmente corrispondere proprio all'ultima considerazione, ipotizzata nel precedente capoverso.

Le condizioni del mare non dovrebbero creare situazioni di instabilità delle sabbie ed, inoltre, le dimensioni dei tubi, che sono impiegati per i montanti della struttura portante non assumono valori tali da rendere evidenti le problematiche, responsabili dello scalzamento. Il diametro delle gambe del jacket, proposto e dimensionato per il campo eolico in questione, sono dell'ordine di 1/1,3 m o poco più.

L'effetto dell'alterazione dei profili dinamici dei filetti fluidi con la soluzione a jacket dovrebbe essere meno evidente ed acuto di quello, che si nota e si teme con diametri maggiori e dell'ordine di quelli tipici per fondazioni monopila.

Si potrebbe eventualmente porre al piede di ognuno dei montanti delle *piastre di appoggio*. Si potrebbe supporre che in un certo senso tale accorgimento possa avere qualche influenza positiva sul fenomeno nel caso in cui si manifestasse attorno ai montanti della struttura portante.

In aggiunta, l'adeguato *aumento della lunghezza del palo di fondazione* pari all'eventuale unghia di scalzamento può essere indicativamente accettabile.

8.3.2 Modalità per interventi di mitigazione

A maggior chiarimento della Fig. 7-10, pur ribadendo la difficoltà di esprimere pareri definitivi sui provvedimenti migliorativi, val la pena di riportare quanto alcuni ricercatori sono stati in grado di proporre. Impiegando *materiali rocciosi*, disposti secondo le indicazioni della figura suddetta sino a formare uno spessore di 1,5 m, si riversano circa 6.500 ton di inerte.

Se, invece si scortica la superficie del fondale prima di gettarvi il materiale sostitutivo, lo spessore potrebbe scendere ad 1,3 m con l'ausilio di 5.500 tonnellate di roccia ed altrettante da asportare.

Con due strati di roccia ed un manto di geotessuto (con superficie coperta pari a circa 2.000 mq) lo spessore occorrente sarebbe ancora minore (circa 1,2 m) e lo stesso il quantitativo in peso (5.400 ton).

Infine, con il medesimo assetto (2 strati soltanto e) preceduto da una decorticazione del fondale lo spessore bastevole sarebbe di 1,0 m, richiedendo 4.400 ton di inerte roccioso da spargere e 3.700 ton da rimuovere.

Il *costo del provvedimento* potrebbe oscillare attorno a qualche centinaio di migliaia di euro (300/400.000 €), spesa che ha una evidente rilevanza sui costi della realizzazione della fondazione. Sembra avere influenza anche il *bordo terminale del letto* aggiuntivo di roccia. Si ammette, infatti, che conformarlo a gradino con spigolo vivo potrebbe attivare un certo grado di scalzamento ai suoi limiti, pur se sia adeguatamente ridotto rispetto a quello per il quale si getta della roccia.

E' stato pure messo in relazione il fenomeno con la *profondità del fondale* ed il *diametro del palo*. Considerando una turbina da 5-6 MW ed una corrispondente fondazione a monopila, il diametro della struttura potrebbe salire a circa 6/8 m. Proprio su tale configurazione si è determinata la correlazione tra profondità e dati sull'estensione del consolidamento aggiuntivo, che dovrebbe essere $> 2D$ con D diametro esterno del palo.

A 20 m di profondità la larghezza dell'anello di intervento ammonterebbe a 13,5 m, lo spessore ad 1,1 m e la quantità di roccia richiesta a 1.000 ton. A 25 m gli stessi dati aumenterebbero a 16,9 m, 1,0 m e 1.300 ton, mentre a 30 m conseguentemente si avrebbero 20,2 m, 0,75 m e 1.300 ton ed, infine, a 35 m si arriverebbe a 23,6 m, 0,7 m e 1.600 ton.

Per valori più alti di profondità non avrebbe molto senso proporre provvedimenti speciali di rinforzo della resistenza del manto del fondale, perché la struttura a monopila diverrebbe difficilmente proponibile.

Per il caso delle strutture portanti, che sono state illustrate in questo R.T. come pure nella Rel. Tec. al progetto, e

- # sulla base delle esperienze sulle piattaforme petrolifere, presenti nel Mar Adriatico -sono circa una trentina quelle del gruppo ENI-
- # eventualmente attraverso una campagna confirmatoria di rilevazioni batimetriche accurate da condurre al momento attuale

si può ritenere che

non sia necessario prendere provvedimenti contro lo scalzamento al piede dei montanti della fondazione a castello (jacket), a meno di interventi cautelativi opportuni da prendere in sede progettuale,

- ❖ essendo ridotto il fenomeno attorno a corpi cilindrici di diametro molto minore (1,1-1,5 m) di quello delle strutture a monopila;
- ❖ essendo non elevatissime -o addirittura di valore contenuto- le correnti di profondità e l'azione del moto ondoso e delle maree alle quote di interesse per i siti eolici;
- ❖ essendo vivamente auspicabile non alterare la natura e la botanica del fondale attorno al palo, a ragione di prendere precauzioni urgenti e corrette, specialmente se nei pressi vi siano ciuffi o mosaici o radure di *Posidonia Oceanica*.

A rendere più esplicita la formalizzazione di *interventi mitigatori* è da rammentare che

- sistemare materiale roccioso alla periferia del palo uniformemente tutto attorno ad essa può costituire un provvedimento utile e, quindi, anche economicamente valido;
- l'impiego di tessuto geocompatibile con aggiunta di blocchi di c.s. (o c.a.) di adeguate dimensioni può, oltre che non essere agevole, risultare anche oneroso sotto il profilo dei costi;
- l'inserimento di una gettata di c.s. abbastanza spessa attorno alla periferia del palo a formare una struttura cilindrica è provvedimento difficile sotto il profilo tecnico e costoso sotto quello economico;
- il consolidamento superficiale del fondale mediante l'applicazione di additivi (collanti, indurenti, etc.), che rassodino la superficie, non sono sostenuti da adeguata sperimentazione, né per la durata nel tempo, né per le conseguenze sull'ambiente marino.

9. ALLEGATO 2. JACKET CON CODOLO CENTRALE

Una soluzione alternativa per il collegamento tra torre e fondazione potrebbe prevedere l'impiego di un canotto centrale, come è illustrato nella Fig. 8-1.

La radice dell'aerogeneratore (priva di flangia di base) sarebbe calata all'interno di questo cilindro centrale, la cui altezza è determinata per consentire un perfetto incastro tra i due corpi e per mettere l'asse della torre in verticale secondo le tolleranze di verticalità imposte.

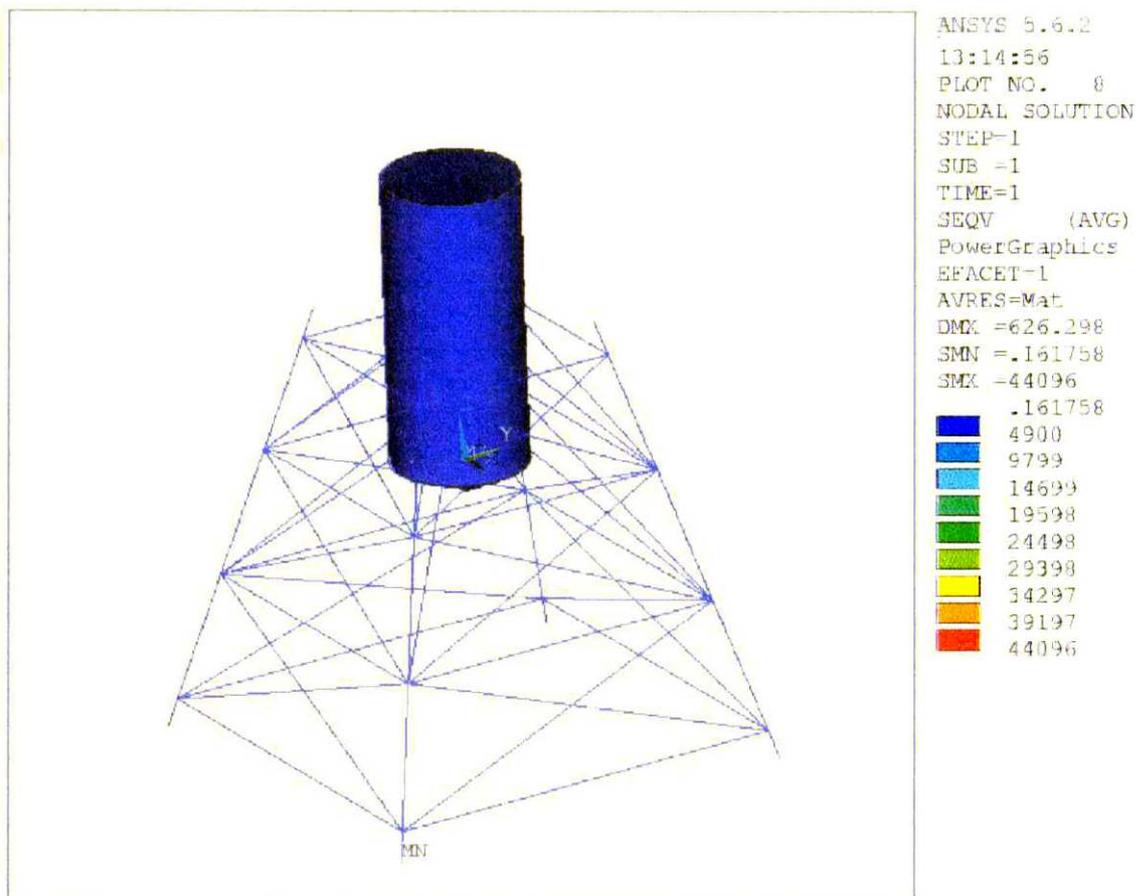


Fig. 8-1. Schema di collegamento tra turbina e fondazione per innesto della prima struttura entro un cilindro centrale fissato alla seconda

Una volta che il collegamento tra le due strutture sia completo e si sia realizzato l'innesto meccanico voluto si blocca l'intercapedine, che resta tra la superficie interna del codolo e quella esterna della torre con un metodo di

grouting normale. Nelle figure, che seguono, sono riportate alcune informazioni sulla risposta statica della fondazione come conseguenza della nuova configurazione.

Il dimensionamento del canotto cilindrico non è stato inserito, in quanto sembrava sufficiente -ancorché utile- possedere alcuni dati essenziali (stato strutturale, spostamenti assoluti) per avere una indicazione sulle diversità di reazione da parte della struttura primaria di fondazione.

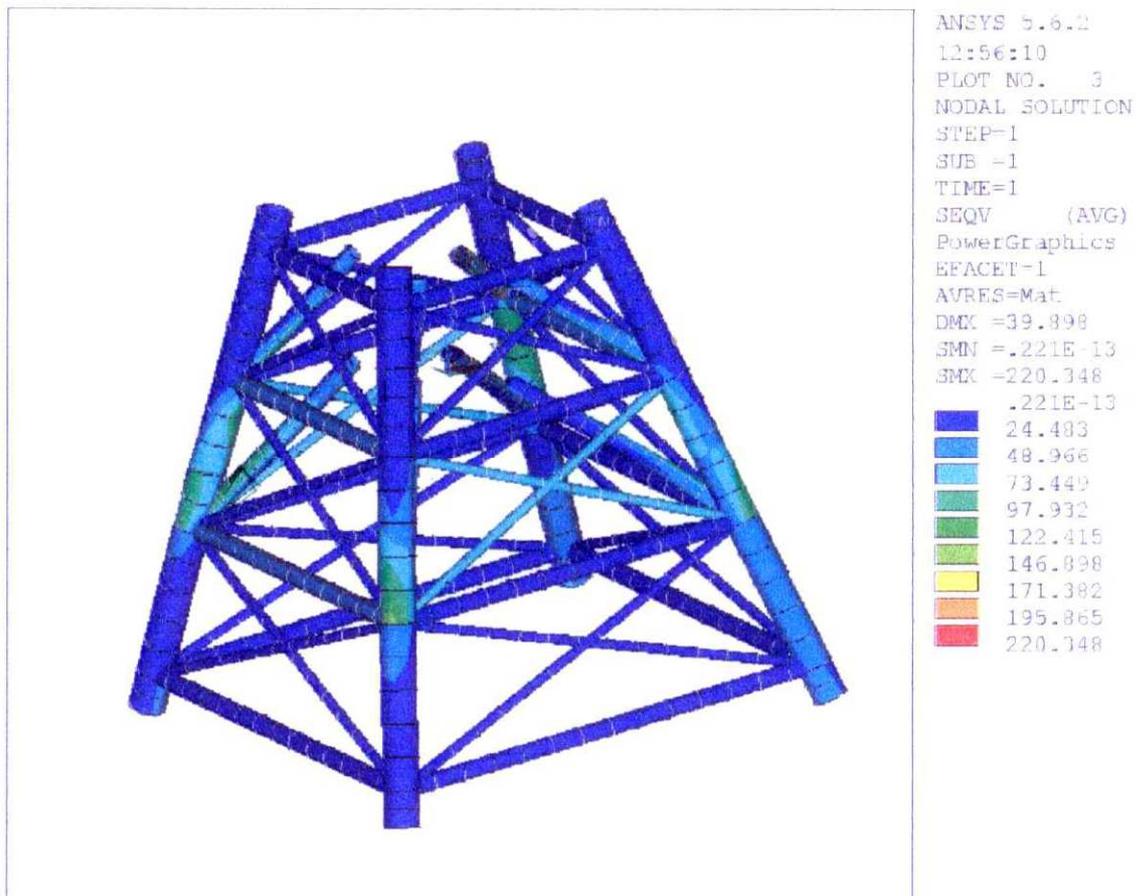


Fig. 8-2. Stato di sollecitazione (in MPa)

L'accorgimento è stato proposto per descrivere possibili forme del deck della struttura portante in alternativa all'allestimento classico realizzato con un grande piastrone, su cui fissare la radice della torre mediante collegamento flangiato. L'attuale configurazione impone di allungare la torre del tratto, destinato a ricoprire l'altezza del codolo, entro il quale va a sistemarsi. La proposta è una derivazione della transizione, che si ha nelle fondazioni a monopila e che in questa soluzione è funzionalmente un po' modificato, pur rispondendo alle stesse esigenze. Resta anche da esaminare la fattibilità dell'operazione ed il confronto in termini di tempo di realizzazione, di certezza

nel garantire le tolleranze progettuali/costruttive e di mantenimento nel tempo dell'incastro ottenuto, oltre che di effetti sulla risposta dinamica del complesso. Per il momento si è ritenuto sufficiente introdurre soltanto alcuni elementi illustrativi di massima dello stato tensionale (Figg. 8-2/3).

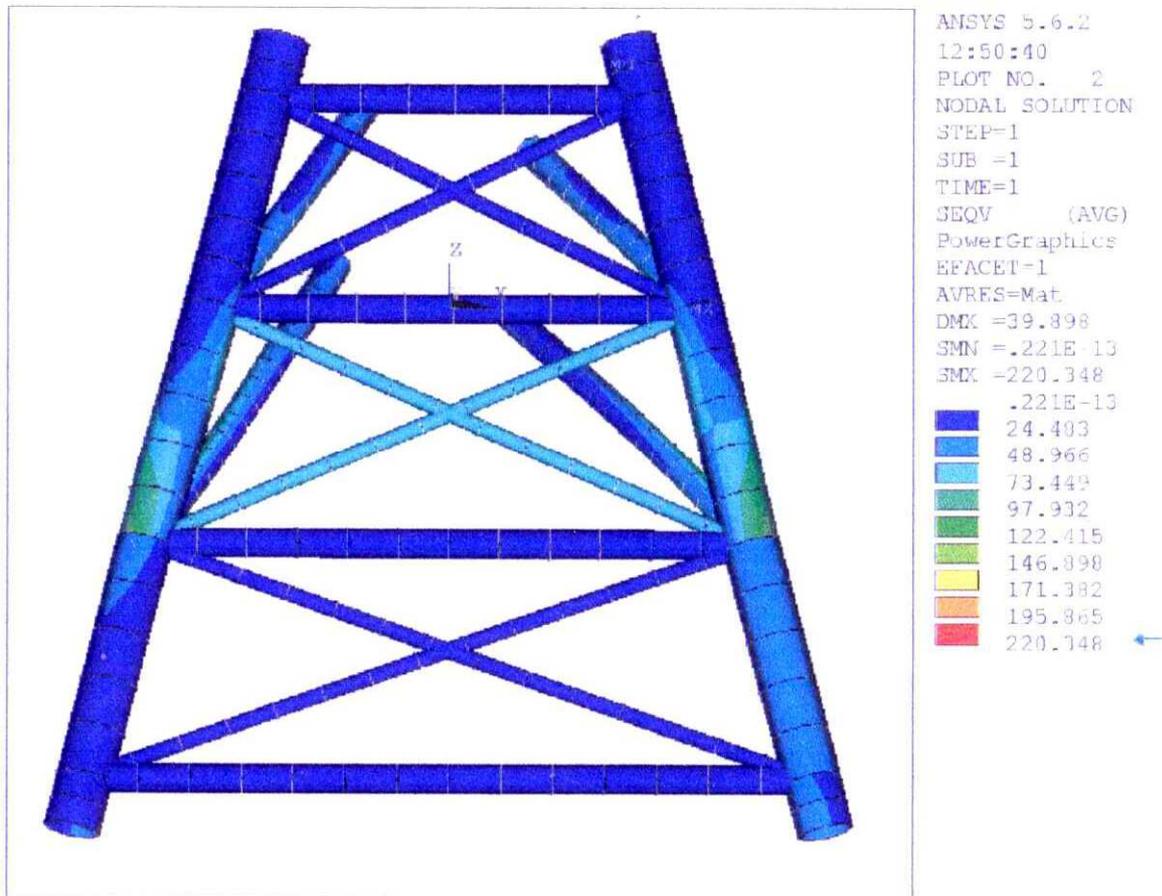


Fig. 8-3. Rappresentazione dello stato sollecitativi in 2D

