



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

SCUOLA DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE ED AMBIENTALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

Curriculum Geotecnica

TESI DI LAUREA

**ANALISI DELL'INTERAZIONE FRA TERRENO E MONOPALO
DI FONDAZIONE DI UNA PALA EOLICA OFFSHORE**

*ANALYSIS OF SOIL-PILE INTERACTION IN MONOPILE
FOUNDATION FOR AN OFFSHORE WIND TURBINE*

Relatore: Prof. Ing. Giampaolo Cortellazzo

Correlatore: Prof. Ing. Luca Martinelli

Laureanda: Roberta Foletto

Anno Accademico 2012-2013

Premessa

Nell'ultimo decennio la recente attenzione rivolta ai cambiamenti climatici e all'esigenza di incrementare la quota di energia pulita ha promosso un rinnovato interesse per la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili. Lo sviluppo tecnologico sta portando l'energia eolica ad essere commercialmente competitiva con le tipiche fonti energetiche da combustibile e con le altre rinnovabili, la continua attività di ricerca ha rivolto la sua attenzione in un primo tempo alla costruzione di impianti onland e successivamente a quelli offshore.

Posizionare le turbine in mare comporta vari vantaggi, fra i quali: maggiori intensità del vento e quindi velocità del rotore; minore impatto paesaggistico e possibilità di dislocamento anche di parchi piuttosto ampi.

Le turbine eoliche vengono frequentemente installate su fondazioni a monopalo di diametro adeguato a resistere all'azione combinata delle onde e del vento. Uno dei problemi principali legati a questo tipo di fondazione è il fenomeno erosivo (*scour*), che si verifica alla base della fondazione. La soluzione standard generalmente adottata è quella di disporre una protezione al piede, che va a influire notevolmente sui costi legati alla costruzione e all'installazione delle pale eoliche offshore. Negli ultimi anni sono state sviluppate molte ricerche con lo scopo di valutare la possibilità di evitare la messa in opera della protezione al piede.

Questa soluzione, se applicata, deve necessariamente tenere in considerazione l'effetto dello scavo nel design della fondazione monopalo. Essendo lo scavo di superficie molto estesa, l'assenza di terreno negli strati più superficiali influenza la resistenza laterale del palo e genera la diminuzione della tensione verticale, quindi anche del valore limite della resistenza degli strati di terreno sottostanti.

In questa tesi sarà quindi analizzata la variazione in termini di anni di vita della struttura nel caso in cui sia omessa la protezione allo scavo rispetto al caso di protezione

standard.

Per condurre l'analisi è stato innanzitutto creato un modello aeroelastico per estrapolare l'andamento nel tempo dei carichi generati dall'azione del vento sul rotore, successivamente è stato creato un modello ad elementi finiti per studiare il comportamento dinamico del sistema torre-fondazione.

Lo studio rivolge l'attenzione al comportamento del palo soggetto a carico ciclico laterale e a momento flettente. L'analisi è stata condotta discretizzando il palo agli elementi finiti e la reazione del terreno di fondazione è riprodotta da elementi link posizionati in corrispondenza dei nodi. Per la loro caratterizzazione è stato utilizzato un modello dinamico non-lineare di interazione terreno-struttura (beam on nonlinear Winkler foundation) che tiene conto del degrado della rigidità e della resistenza per terreno sottoposto a carico dinamico ciclico.

In questa tesi saranno prese in esame tre diverse condizioni: la prima situazione prevede la messa in opera della protezione allo scavo, nel secondo scenario si ipotizza che sia raggiunta la profondità di scavo di equilibrio massima per l'intera vita dell'opera, mentre nell'ultimo caso si considera l'ipotesi che, per il fenomeno del *backfilling*, ci sia una riduzione della profondità di scavo per un determinato periodo di vita dell'opera per effetto del riempimento generato dal moto ondoso.

Noto l'andamento delle tensioni nel tempo per diverse sezioni del palo di fondazione, è stato possibile calcolare il danneggiamento a fatica che si realizza nell'intervallo di tempo considerato e calcolare così la vita a fatica della sezione.

I risultati ottenuti evidenziano come la presenza dello scavo influenzi notevolmente la vita a fatica della sezione, la soluzione strutturale per risolvere il problema è quella di aumentare lo spessore della sezione del palo di fondazione in acciaio. Sulla base delle indagini eseguite nel caso in cui si voglia omettere la protezione allo scavo è necessario un aumento dello spessore di circa il 20% rispetto al caso della soluzione protetta. Inoltre la diminuzione della profondità per effetto del *backfilling* comporta un aumento di circa il 2% degli anni di vita a fatica della struttura, che non possono essere considerati significativi nel design della fondazione per il caso trattato.

Indice

Premessa	i
1 Generalità sull'energia eolica	11
1.1 Le fonti rinnovabili	11
1.2 Il vento come risorsa energetica	12
1.3 Energia eolica in Europa e in Italia	17
2 Elementi di una pala eolica offshore	23
2.1 Struttura di un aerogeneratore	23
2.1.1 Rotore	24
2.1.2 Navicella	26
2.1.3 Torre di sostegno	27
2.2 Fondazione di una turbina eolica offshore	27
2.2.1 Fondazioni a gravità	29
2.2.2 Fondazioni a monopalo	29
2.2.3 Fondazioni a tripodi	33
2.2.4 Fondazioni galleggianti	33
2.2.5 Confronto tra i diversi tipi di fondazione	36
3 Comportamento del sistema palo-terreno	37
3.1 Comportamento dinamico del terreno	37
3.2 Modello non lineare per l'interazione palo-terreno	43
3.2.1 Definizione della curva dorsale	44
3.2.2 Definizione delle curve di scarico e ricarica	45
3.2.3 Parametri di degrado ciclico	49

4	Design di una pala eolica offshore	51
4.1	Stati limite	51
4.1.1	Valutazione del danno a fatica	52
4.2	Carichi agenti sulla struttura	55
4.2.1	Azione del vento	57
4.3	Standard design della fondazione	58
5	Meccanismo di erosione attorno ai pali	61
5.1	Influenza dello scavo nel design della fondazione	61
5.2	Formazione dei vortici alla base del palo	64
5.3	Indagini sperimentali per la previsione della profondità di scavo	65
5.4	Protezione al piede	73
5.4.1	Protezioni statiche	73
5.4.2	Protezioni dinamiche	73
6	Modello di analisi	75
6.1	Caratteristiche della pala eolica	75
6.2	Calcolo dei carichi agenti	76
6.2.1	Simulazione del vento e del carico aerodinamico	77
6.2.2	Risposta dinamica della torre	79
6.3	Creazione del modello	81
6.3.1	Calibrazione della curva di interazione palo-terreno	82
6.4	Scelta delle profondità di scavo	87
7	Risultati	91
8	Conclusioni	105
	Appendice	107
A	Proprietà del modello aeroelastico	109
B	Forze agenti sulla torre	113
C	Simulazione della serie casuale	121
D	Calcolo del danno a fatica	125

Elenco delle figure

1.1	Fonti di energia installate in Europa dal 2000 al 2012 in MW.[<i>Dati EWEA</i>]	13
1.2	Fonti di energia installate in Europa dal 2000 al 2012 in GW.[<i>Dati EWEA</i>]	13
1.3	Aree di alta e bassa pressione presenti nell'atmosfera.	14
1.4	Installazioni annuali in Europa onshore e offshore in MW.[<i>Dati EWEA</i>]	15
1.5	Variazione delle caratteristiche di una pala eolica nel corso degli anni. . .	16
1.6	Pale eoliche installate nel mondo.[<i>Dati EWEA</i>]	18
1.7	Pale eoliche installate nel 2012 (a destra) e complessivamente installate fino ad oggi in Europa (a sinistra). [<i>Dati EWEA</i>]	18
1.8	Mappa eolica dell'Italia.	21
2.1	Posizionamento del rotore.	25
2.2	Profilo alare di una pala.	26
2.3	Componenti di un aerogeneratore ad asse orizzontale.	27
2.4	Tipi di torri utilizzate per le turbine ad asse orizzontale.	28
2.5	Fondazioni di una pala eolica al variare della profondità del fondale. . . .	30
2.6	Esempio di fondazione monopalo.	31
2.7	Fase di infissione del monopalo tramite battitura.	32
2.8	Gru su chiatta di servizio durante le operazioni di montaggio delle componenti superiori della turbina eolica: torre, navicella e rotore.	32
2.9	Strutture a tripode.	33
2.10	Principali tipologie delle strutture di sostegno galleggianti per aerogeneratori offshore. [25]	35
2.11	Tipi di fondazioni delle pale eoliche installate nel 2012.[<i>Dati EWEA</i>]	36
3.1	Sforzi statici iniziali e ampiezza degli sforzi dinamici.	38

3.2	Aspetti del comportamento meccanico dei terreni in campo ciclico.	39
3.3	Non linearità della relazione tensione deformazione.	41
3.4	Curva di interazione suolo-struttura secondo il modello di Allotey e El Naggar.	44
3.5	Forma caratteristica delle curve p-y per sabbie sature.	46
3.6	Schema della curva standard di ricarico e della curva generale di scarico. .	47
3.7	Schema della curva diretta di ricarico.	47
3.8	Analogia delle molle in serie per descrivere il comportamento strain-hardening.	48
3.9	Curva empirica iperbolica per la stima della curva standard di ricarico. . .	49
4.1	Esempio di curva S-N.	53
4.2	Esempio di spettro di progetto.	54
4.3	Particolare costruttivo: saldatura testa a testa di profilati cavi a sezione circolare. [EC3]	55
4.4	Valori numerici e curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali. [EC3]	56
4.5	Distribuzione di probabilità del vento.	59
5.1	Rappresentazione della variazione geometrica del fondale e dello stato tensionale per effetto dello scavo.	62
5.2	Estensione del tubo a J per coprire la zona corrispondente al buco d'erosione.	64
5.3	Rappresentazione delle alterazioni del fluido dovute alla presenza del palo.	65
5.4	Analisi sperimentale di Sumer (1997).	67
5.5	Rappresentazione schematica dello scavo: (a) scavo generato da correnti; (b) profondità di scavo conseguente al fenomeno del backfilling.	68
5.6	Sezione longitudinale della buca d'erosione (<i>a sinistra</i>) e in condizioni di corrente di marea (<i>a destra</i>).	70
5.7	Schema del canale utilizzato durante le prove presso Aalborg (2005). . . .	71
5.8	Prove di lunga durata in presenza di corrente unidirezionale (linea conti- nua) o in caso di marea (linea tratteggiata).	72
5.9	Esempio di progettazioni di protezione al piede statica.	74
6.1	Componenti del flusso di vento sulla griglia del piano del rotore.	78
6.2	Probabilità di accadimento della velocità del vento.	79

6.3	Grafico dell'andamento nel tempo di alcune intensità di vento. [Dati <i>TurbSim</i>]	80
6.4	Layout di una turbina upwind a tre pale. [<i>FAST User's Guide</i>]	80
6.5	Sistema di riferimento. [<i>FAST User's Guide</i>]	81
6.6	Modello del sistema struttura-fondazione (<i>a sinistra</i>) e dettaglio della fondazione (<i>a destra</i>).	83
6.7	Curva di interazione palo-terreno.	84
6.8	Curve p-y.	85
6.9	Esempi di curve isteretiche.	86
7.1	Dettaglio strutturale.	91
7.2	Riassunto grafico dei risultati.	97
7.3	Andamento del momento flettente e degli spostamenti medi con la profondità per spessore costante pari a 60 mm e intensità di vento costante 11 m/s.	98
7.4	Differenza tra comportamento tra palo flessibile (<i>a sinistra</i>) e palo rigido (<i>a destra</i>).	100
7.5	Confronto dei momenti e degli spostamenti tra l'approccio tradizionale (curve p-y) e quello numerico tridimensionale.	100
A.1	Schema della geometria dell'elemento della pala.	109
B.1	Forze agenti per intensità di vento 3 m/s.	114
B.2	Forze agenti per intensità di vento 5 m/s.	114
B.3	Forze agenti per intensità di vento 7 m/s.	115
B.4	Forze agenti per intensità di vento 9 m/s.	115
B.5	Forze agenti per intensità di vento 11 m/s.	116
B.6	Forze agenti per intensità di vento 13 m/s.	116
B.7	Forze agenti per intensità di vento 15 m/s.	117
B.8	Forze agenti per intensità di vento 17 m/s.	117
B.9	Forze agenti per intensità di vento 19 m/s.	118
B.10	Forze agenti per intensità di vento 21 m/s.	118
B.11	Forze agenti per intensità di vento 23 m/s.	119
B.12	Forze agenti per intensità di vento 25 m/s.	119

C.1 Esempio dell'andamento della profondità dello scavo nell'arco di un anno. 123

Elenco delle tabelle

1.1	Installazioni previste e realizzate fino al 2012 dagli Stati membri NREAP in MW.[<i>Dati EWEA</i>]	19
1.2	Superficie di mare per ogni regione destinata all'eolico offshore. [<i>Dati OWEMES</i>]	20
3.1	Valori dei coefficienti \bar{A}_c e B_c	45
3.2	Valori del coefficiente k_{py}	45
4.1	Parametri per la classificazione.	58
5.1	Sensitività della prima frequenza naturale della struttura di supporto. . .	63
6.1	Proprietà della pala eolica NREL 5-MW Baseline. [<i>Dati NREL</i>]	76
6.2	Distribuzione di probabilità del vento.	78
6.3	Proprietà distribuite della torre. [<i>Dati NREL</i>]	82
6.4	Tipi di suolo e proprietà del terreno di fondazione.	84
6.5	Parametri di caratterizzazione del degrado ciclico del terreno.	87
7.1	Riassunto dati per la configurazione standard.	93
7.2	Riassunto dati nel caso in cui si verifichi uno scavo di profondità pari a 8 metri.	94
7.3	Riassunto dati con spessore della sezione 0,070 metri nell'ipotesi si verifichi una profondità di scavo pari a 8 metri.	94
7.4	Riassunto dati con spessore della sezione 0,072 metri nell'ipotesi si verifichi una profondità di scavo pari a 8 metri.	95
7.5	Riassunto dati con spessore della sezione 0,075 metri nell'ipotesi si verifichi una profondità di scavo pari a 8 metri.	95

7.6	Comparazione degli spostamenti medi in testa al palo per intensità di vento pari a 11 m/s.	99
7.7	Differenza in termini percentuali degli anni di vita della struttura per la sezione critica rispetto alla situazione iniziale.	101
7.8	Differenza in termini percentuali degli anni di vita della struttura per la sezione critica tra la condizione 2 e la condizione 3 per spessore pari a 0,072 metri.	102
7.9	Riassunto dati con spessore della sezione 0,072 metri per la condizione 3. .	103
A.1	Proprietà aerodinamiche della pala.	110
A.2	Variazione dell'angolo dei pitch con la velocità del vento. [<i>Dati NREL</i>] . .	111

Generalità sull'energia eolica

1.1 Le fonti rinnovabili

L'Unione Europea da diversi decenni ha scelto di finanziare e promuovere la ricerca e lo sviluppo per lo sfruttamento delle fonti rinnovabili, soprattutto per le loro caratteristiche di idoneità alla sostenibilità nel lungo periodo. Lo scopo principale è quello di dare un taglio alle crescenti emissioni dei gas serra responsabili dei sempre più preoccupanti sconvolgimenti climatici.

Sono da considerarsi energie rinnovabili quelle forme di energia generate da fonti che, per loro caratteristica intrinseca, si rigenerano o non sono esauribili nella scala dei tempi umani; tra queste si collocano il sole, il vento, il mare, il calore della Terra, ovvero quelle fonti il cui utilizzo attuale non ne pregiudica la disponibilità nel futuro.

Attualmente l'energia eolica comincia ad essere competitiva con le tipiche fonti energetiche da combustibile e con le altre rinnovabili, grazie alle attività di ricerca e alle applicazioni progettuali di impianti eolici nate negli ultimi anni, in un primo tempo on-land (sulla terraferma) e successivamente offshore (in mare), passando per applicazioni onshore, cioè in zone costiere o vicine al mare.

Come dimostrano le statistiche dell'EWEA (European Wind Energy Association), l'energia eolica rappresenta una delle più grandi fonti energetiche rinnovabili. In figura 1.1 si osserva che a partire dal 2010 si ha un aumento generale di installazioni di fonti energetiche rinnovabili (*RES share %*), passando da 24,5 GW a 33,7 GW, ossia un incremento circa sette volte maggiore rispetto alla fine del secolo. A partire dal 2000 in

Europa è stata installata una capacità generativa di 353 GW di potenza; di questa, circa il 28% è rappresentata dall'energia eolica (figura 1.2). Si nota come il settore energetico dell'UE continua ad allontanarsi da fonti non rinnovabili come il combustibile fossile (17,4 GW), carbone (in calo del 12,7 GW) e nucleare (-14,7 GW), scegliendo di rivolgersi invece a quelle rinnovabili come l'eolico (96,7 GW) e solare fotovoltaico (69 GW). Le altre tecnologie rinnovabili (idroelettrica, biomasse, rifiuti, geotermico e energia marina) sono anch'esse in aumento negli ultimi dieci anni, anche se più lentamente di vento e solare fotovoltaico [11].

1.2 Il vento come risorsa energetica

Il vento è lo spostamento orizzontale dell'aria causato dalla differenza di pressione atmosferica esistente fra zone adiacenti, differenza che a sua volta è causata dall'ineguale distribuzione del calore sulla superficie terrestre. La Terra cede in continuazione all'atmosfera il calore ricevuto dal Sole, ma non in modo uniforme. Nelle zone in cui viene ceduto meno calore (zone di aria fredda) la pressione dei gas atmosferici aumenta, mentre dove viene rilasciato più calore, l'aria si riscalda e la pressione dei gas diminuisce. Si crea pertanto una macrocircolazione: masse d'aria si riscaldano, diminuiscono la loro densità e salgono, richiamando aria più fredda che scorre sulla superficie terrestre (figura 1.3). Questo moto di masse d'aria calde e fredde produce le aree di alta pressione e le aree di bassa pressione stabilmente presenti nell'atmosfera e influenzate anche dalla rotazione terrestre. Poiché l'atmosfera tende a ripristinare costantemente l'equilibrio di pressione, l'aria si muove dalle zone dove la pressione è maggiore verso quelle in cui è minore. Il vento è dunque lo spostamento di una massa d'aria, più o meno veloce, tra zone di diversa pressione. Tanto più alta è la differenza di pressione, tanto più veloce sarà lo spostamento d'aria e quindi tanto più forte sarà il vento. In realtà il vento non spira nella direzione congiungente il centro dell'alta pressione con quello della bassa pressione, bensì devia nell'emisfero boreale verso destra, circolando attorno ai centri di alta pressione in senso orario ed attorno a quelli di bassa pressione nel senso opposto. La deviazione scaturisce dalla rotazione terrestre e dalla conseguente forza apparente di Coriolis.

Per poter sfruttare l'energia eolica, è molto importante tenere conto delle forti variazioni di velocità tra località diverse: siti distanti tra loro pochi chilometri possono essere soggetti a condizioni di vento nettamente differenti e rivestire un interesse sostanzialmente

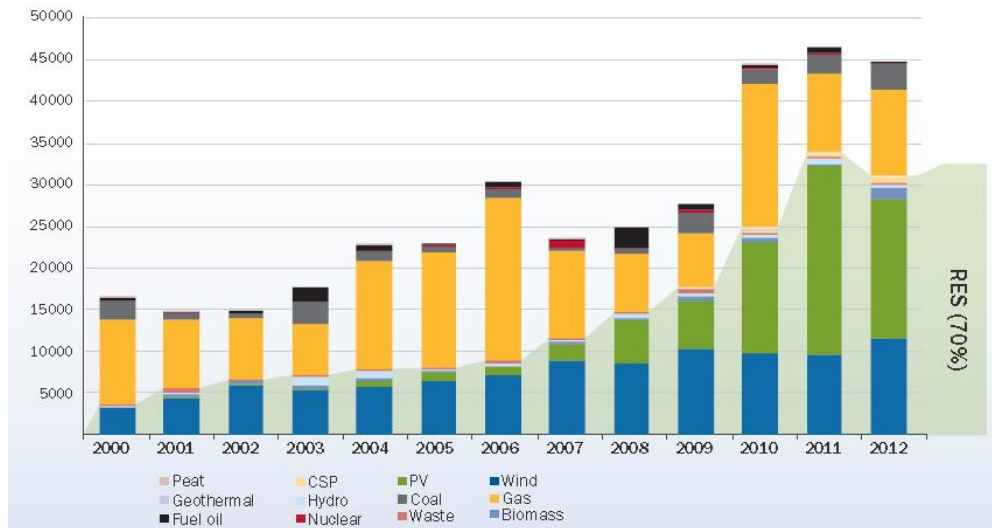


Figura 1.1: Fonti di energia installate in Europa dal 2000 al 2012 in MW. [Dati EWEA]

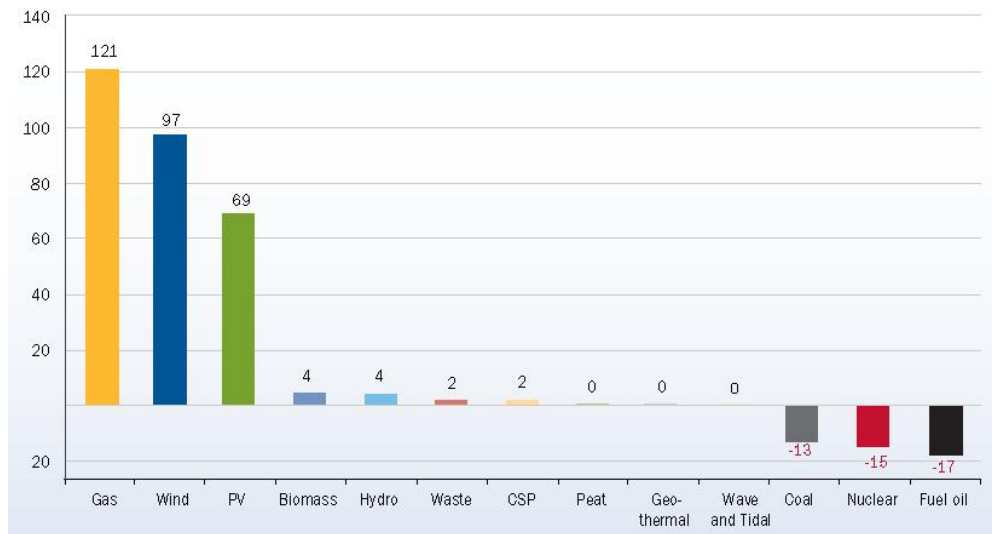


Figura 1.2: Fonti di energia installate in Europa dal 2000 al 2012 in GW. [Dati EWEA]

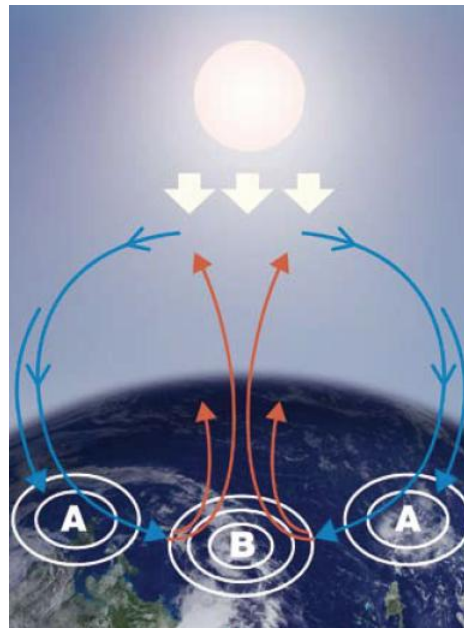


Figura 1.3: Aree di alta e bassa pressione presenti nell'atmosfera.

diverso ai fini dell'installazione di turbine eoliche. Si osserva che il vento si rafforza sulla sommità delle alture o nelle valli orientate parallelamente alla direzione del vento dominante, mentre rallenta su superfici irregolari, come città o foreste. Si osserva inoltre che la direzione e l'intensità del vento fluttuano rapidamente intorno al valore medio: si tratta della turbolenza, che costituisce una caratteristica importante del vento, poiché determina fluttuazioni della forza esercitata sulle pale delle turbine, aumentandone così l'usura e riducendone la vita media.

La conoscenza dei dati anemometrici (la velocità, la durata, la direzione e il profilo del vento con l'altezza da terra) è un elemento di grande interesse per la costruzione di impianti eolici costieri o marini, grazie ad essa è possibile fare la scelta opportuna del sito per l'installazione di una pala eolica con il fine di massimizzare la potenza estraibile dal vento. L'energia eolica è, infatti, l'energia cinetica estratta dal vento, convertita da turbine eoliche in energia meccanica di rotazione e utilizzata per produrre elettricità attraverso aerogeneratori. Una massa d'aria che si muove con una certa velocità è dotata di una certa potenza, le pale di un aerogeneratore estraggono parte di tale potenza. L'energia eolica è stata largamente utilizzata sin dall'antichità in svariate applicazioni come ad esempio la macinatura dei cereali, l'irrigazione di zone agricole e la bonifica

di pianure. L'utilizzo di questo tipo di energia è caduto successivamente in disuso con la diffusione dell'energia elettrica e con l'estesa disponibilità a basso costo di motori alimentati da combustibili fossili. L'utilizzazione su grande scala dei combustibili fossili che nel secondo dopoguerra forniva energia a costi bassissimi e la necessità dell'industrializzazione esasperata portò a un quasi completo abbandono delle ricerche e della produzione di aerogeneratori, ma la crisi petrolifera del 1970 che sconvolse l'economia dei Paesi industrializzati spinse gli studiosi alla ricerca di energie alternative. Anche la recente attenzione rivolta ai cambiamenti climatici, l'esigenza di incrementare la quota di energia pulita ed i timori di una diminuzione futura della disponibilità di petrolio hanno promosso un rinnovato interesse per la produzione di energia elettrica da fonti rinnovabili e quindi anche dall'eolico. In figura 1.4 è indicato l'andamento delle installazioni onshore e offshore negli ultimi decenni; in particolare, si può notare che il 2012 rappresenta l'anno record di installazioni offshore con una potenza di installazione del 10% del mercato totale dell'energia eolica [11].

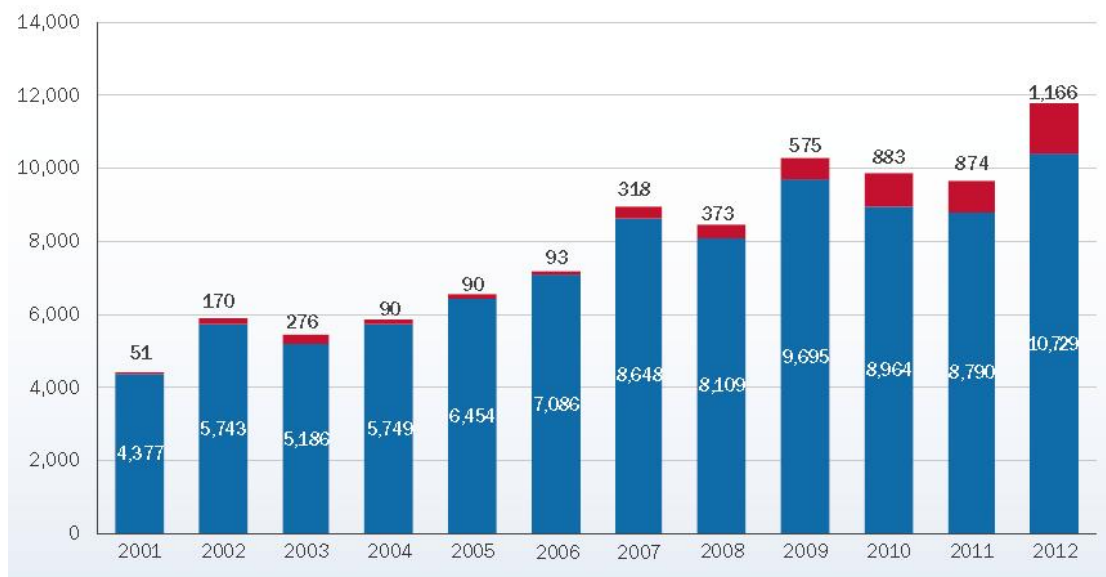


Figura 1.4: Installazioni annuali in Europa onshore e offshore in MW. [Dati EWEA]

Con l'espressione *eolico offshore*, si intendono quegli impianti installati in mare ad alcune miglia dalle coste. Le applicazioni offshore, di cui oggi si vedono i primi impianti in mare, soprattutto nei Paesi del Nord come la Danimarca, sono per alcuni aspetti ancora in fase sperimentale e di ricerca, soprattutto per le applicazioni rivolte a fondali profondi

(fino a 50 m). Dai primi impianti eolici offshore, di qualche MW di potenza installata, si è passati ad impianti con turbine eoliche da 5 MW ciascuna, mentre sono allo studio impianti fino a 8 MW (figura 1.5). Tra gli aspetti salienti da considerare, quando si

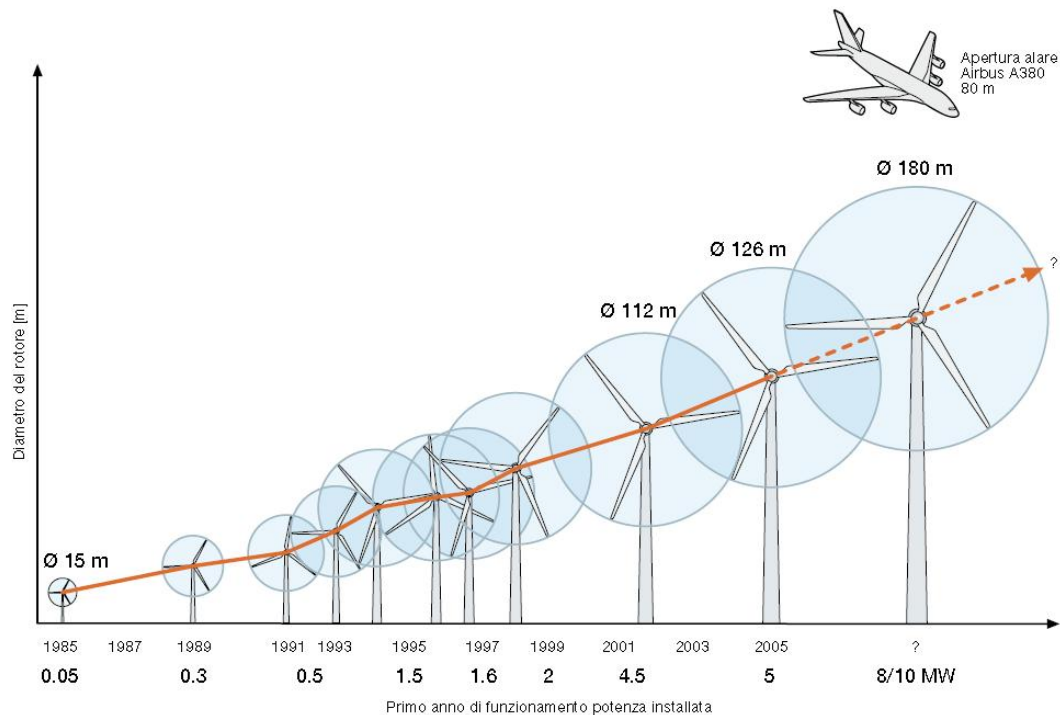


Figura 1.5: Variazione delle caratteristiche di una pala eolica nel corso degli anni.

parla di applicazioni offshore, è la presenza del mare, che differenzia sostanzialmente gli impianti da quelli sulla terra ferma per struttura, risorsa energetica, trasporto, installazione, montaggio e ambiente. Il primo e più importante motivo che ha portato alla costruzione in mare è che la velocità del vento è in genere maggiore offshore che onland. In Paesi caratterizzati da colline e montagne, come l'Italia e la Grecia, la velocità del vento sulla terra ferma è aumentata dell'altitudine e accelerata dalla forma dei rilievi; in questi casi sarebbe sicuramente possibile trovare ottimi siti anche onland, ma il largo sfruttamento di ampi spazi, che per questo tipo di impianti risulta necessario, non è sempre facilmente realizzabile sulla terra ferma, soprattutto a causa dei vincoli paesaggistici. Un altro fattore che gioca a favore della scelta del mare, è il basso impatto paesaggistico che le wind farms hanno nonostante occupino vaste superfici, questo grazie alla loro locazione a qualche chilometro dalla costa che permette anche di far girare il rotore a velocità maggiori a dispetto di una maggiore rumorosità. Volendo sintetizzare

in una serie di punti i vantaggi dell'eolico offshore abbiamo:

- Maggiore intensità del vento;
- Minore turbolenza e minore variazione del vento con l'altezza;
- Possibilità di installare aerogeneratori più grandi;
- Possibilità di dislocamento di parchi piuttosto ampi;
- Maggiore velocità del rotore;
- Minore impatto paesaggistico.

La sfida che oggi si presenta è quella di rendere competitiva la scelta offshore dal punto di vista economico, poichè, nonostante gli incomparabili vantaggi che esso offre, i suoi costi sono del 50-100% maggiori di quelli per l'installazioni onland; infatti, se si vogliono evidenziare gli aspetti che gravano notevolmente sui costi abbiamo:

- La fondazione, che da sola rappresenta 1/4 del costo totale della turbina;
- Il costo della messa in posa di cavi sottomarini per la connessione alla rete e della fondazione stessa;
- La messa in opera della protezione allo scavo alla base della torre dovuta all'effetto combinato di maree e correnti.

Durante l'ultimo decennio del XX° secolo sono stati costruiti e testati diversi modelli di turbine eoliche: con rotor ad asse verticale e orizzontale, con numero variabile di pale, con il rotore posizionato sopravento o sottovento alla torre, ecc. La turbina ad asse orizzontale con rotore a tre pale sopravento si è dimostrata la tipologia usualmente più idonea e ha avuto di conseguenza un notevole sviluppo, segnato sia da una rapida crescita in dimensione e potenza, sia da un'ampia diffusione.

1.3 Energia eolica in Europa e in Italia

L'Europa sta guidando il mondo nell'era dell'energia eolica (figura 1.6). Dalle statistiche EWEA (European Wind Energy Association) si può notare che alla fine del 2012 l'Europa detiene il 90% della capacità generativa eolica offshore, mentre il 9% è in Cina e attualmente solo l'1% in Giappone, in zone pressochè costiere. 12 Paesi nel mondo

hanno installato pale eoliche offshore, tra questi la Cina ne rappresenta il terzo mercato mondiale dopo il Regno Unito e la Danimarca.

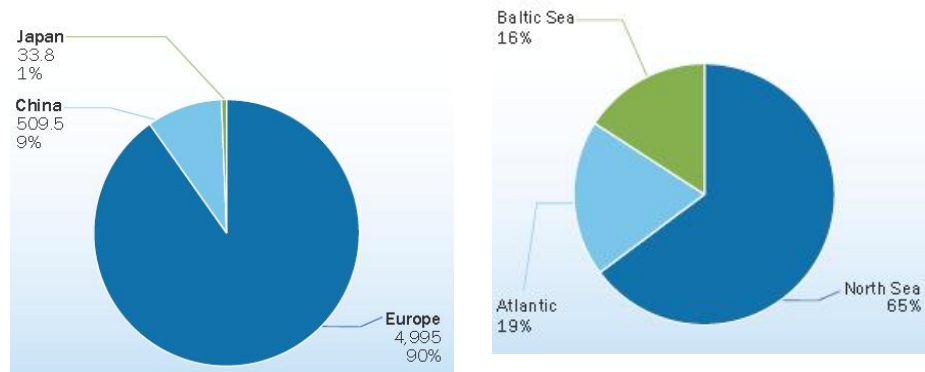


Figura 1.6: Pale eoliche installate nel mondo.[Dati EWEA]

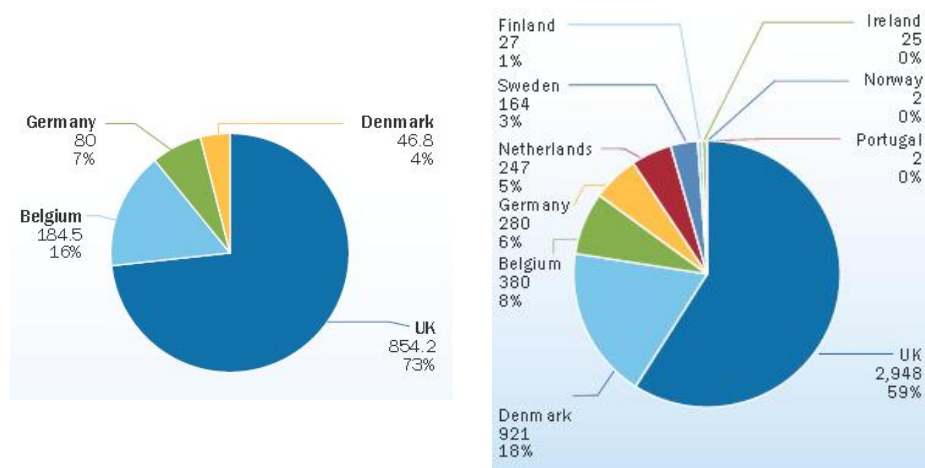


Figura 1.7: Pale eoliche installate nel 2012 (a destra) e complessivamente installate fino ad oggi in Europa (a sinistra). [Dati EWEA]

Come mostra la figura 1.7 in termini di numeri di turbine installate in Europa, al termine del 2012 il Regno Unito è il leader con il 52,3%. Inoltre il 9 Aprile 2013 è entrato pienamente in funzione il più grande impianto eolico offshore al mondo per la produzione di energia elettrica. Si tratta del London Array, un impianto composto da 175 turbine eoliche da 3,6 MW ciascuna (Siemens SWT-3.6-120) per un totale di 630 MW di potenza installata. Il London Array è situato a 24 km di distanza dalle coste dell'Essex ed è posto su fondali profondi circa 20 m, ogni torre è alta circa 87 m in modo e i rotori hanno

diametro di 120 metri. La realizzazione è stata resa possibile grazie all'incentivazione dell'energia elettrica prodotta mediante ROCs (Renewable Obligation Certificates). Il costo di produzione degli impianti eolici offshore è infatti attualmente molto elevato e non competitivo con l'energia prodotta da fonti fossili o da nucleare, ma il governo inglese ha impostato una programma di sviluppo per poter portare il costo dell'energia prodotta da eolico offshore a valori inferiori.

Nonostante la crescita di installazioni nel 2012, lo sviluppo in questo campo è ancora in ritardo rispetto gli obiettivi prefissati sulla base del National Renewable Energy Action Plans (NREAPs), pubblicato nel 2009 dall'European Wind Energy Association. I targets prefissati e le reali installazioni realizzate per i membri NREAP sono riportati nella tabella 1.1.

Tabella 1.1: Installazioni previste e realizzate fino al 2012 dagli Stati membri NREAP in MW.[*Dati EWEA*]

Stati europei	NREAP target [MW]	Installazioni reali [MW]	Differenza
Belgio	503	380	-24,5 %
Danimarca	856	921	+6,4%
Finlandia	0	26	-
Francia	667	0	-100%
Germania	792	280	-64,6%
Irlanda	36	25	-30,6%
Olanda	228	248	-0,8%
Portogallo	0	2	-
Svezia	97	164	+69,1%
Regno Unito	2.650	2.948	+11,2%
Total	5.829	4.994	-11,3%

Lo sviluppo dell'energia eolica in Italia, pur se in ritardo rispetto Paesi come la Danimarca, la Germania e la Spagna, ha portato ad avere una potenza installata di 904 MW, ma negli ultimi anni si è assistito ad un rallentamento dei tassi di crescita relativi alle

Tabella 1.2: Superficie di mare per ogni regione destinata all'eolico offshore. [Dati OWEMES]

Regioni	Sup. per l'offshore [km ²]
Puglia	2.932
Marche	2.717
Sicilia	1.772
Sardegna	1.270
Abruzzo	952
Toscana	727
Emilia Romagna	369
Molise	292
Lazio	6

installazioni di aerogeneratori, per un sistema legislativo, normativo e di mercato in fase di evoluzione. Per ora si tratta esclusivamente di impianti onland, frequentemente in zone montuose. Un'espansione della potenza installata potrà avvenire intensificando lo sfruttamento dei siti onland, ma anche iniziando a realizzare impianti eolici offshore. La distribuzione di potenza eolica installata in Italia, vede la netta prevalenza delle regioni meridionali ed insulari, in particolare la Campania e la Puglia; infatti, le migliori condizioni di risorsa eolica disponibile sono proprio le isole e la zona meridionale dell'Italia (figura 1.8). Alle isole maggiori va la possibilità di contare su luoghi con velocità del vento superiore (circa 7-8 m/s) rispetto alla media degli altri siti (6-7 m/s), mentre la Puglia appare essere una delle regioni più interessate allo sviluppo di parchi marini.

L'OWEMES (Offshore Wind and other renewable Energy in Mediterranean and European Seas), ha stimato che ben 11.686 km² dei mari italiani siano utilizzabili per installazioni eoliche in mare aperto [1]. In Italia e in tutto il Mar Mediterraneo attualmente non esistono impianti eolici offshore. Il mercato italiano in questo settore si sta avviando solo ultimamente per la realizzazione di questo tipo di impianti. Al momento, l'unico impianto eolico offshore in Italia dotato di Autorizzazione Unica rilasciata dal Ministero delle Infrastrutture e Trasporti è previsto nella rada esterna del Porto di Taranto. Si

tratta di un impianto costituito da 10 torri di altezza al mozzo 105 metri s.l.m. per una potenza complessiva di 30 MW.

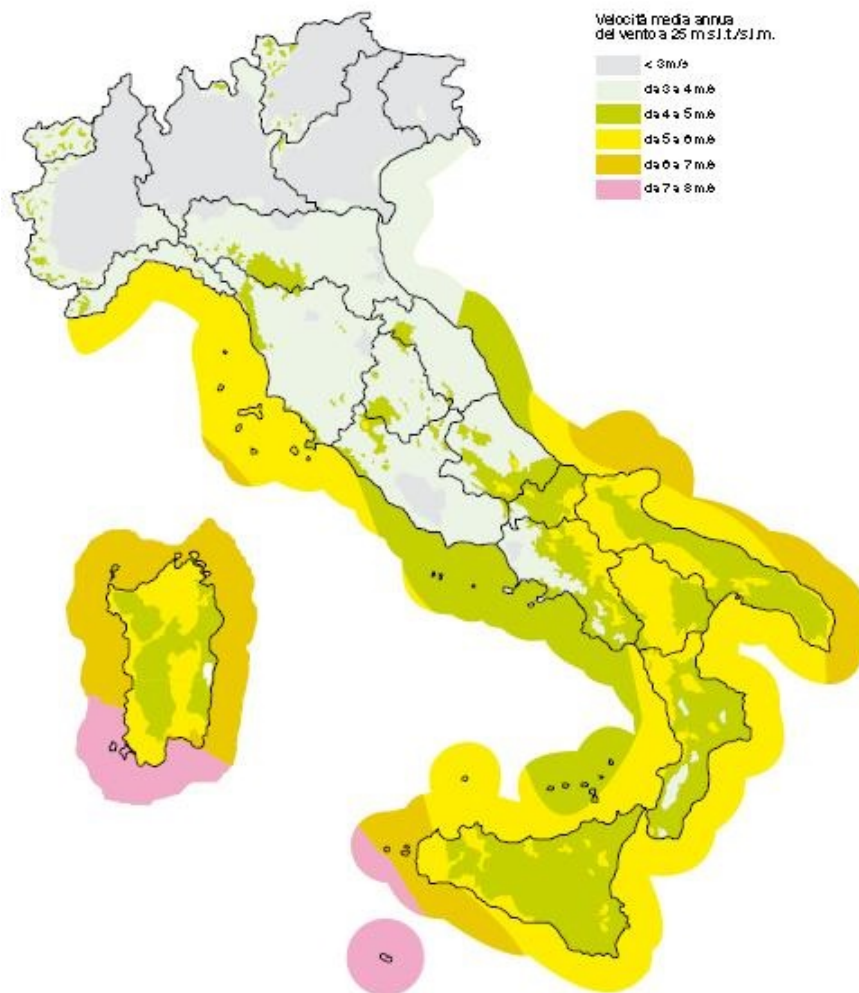


Figura 1.8: Mappa eolica dell'Italia.

Elementi di una pala eolica offshore

2.1 Struttura di un aerogeneratore

Al fine di sfruttare l'energia cinetica contenuta nel vento, convertendola in energia elettrica disponibile per l'immissione in rete, una turbina eolica utilizza diversi componenti sia meccanici che elettrici. Il rotore (pale e mozzo) estrae l'energia dal vento convertendola in energia meccanica di rotazione, mentre la conversione dell'energia meccanica in elettrica è effettuata da un generatore elettrico. Il principio di base per lo sfruttamento dell'energia eolica è apparentemente semplice: la forza del vento mette in movimento una serie di pale opportunamente sagomate, queste pale sono calettate ad un perno centrale (mozzo) che le costringe a compiere un moto rotatorio attorno all'asse del perno, al mozzo sono collegati una serie di dispositivi (freni, moltiplicatori, ecc.) che trasmettono il moto ad un generatore elettrico. La corrente elettrica così generata viene trattata in una serie di dispositivi che la rendono compatibile con la rete di trasporto a cui, con un cavidotto apposito, verrà collegato l'aerogeneratore. La tipologia di turbine eoliche è ampia, volendo fare una distinzione in base alla potenza degli aerogeneratori si hanno impianti così classificabili:

- micro-eolici, si tratta di impianti di potenza inferiore a 20 kW e sono destinati principalmente all'alimentazione di utenze domestiche;
- mini-eolici, si tratta di impianti di potenza tra 20 e 200 kW e sono destinati alla produzione e vendita dell'energia elettrica;

- eolici, si tratta di potenze superiori a 200 kW e sono prevalentemente costituiti da parchi eolici per l'immissione dell'energia prodotta nella rete di trasmissione.

Ogni aerogeneratore ha un funzionamento caratterizzato da precisi valori di velocità, riferite a diverse fasi:

- *Velocità di cut-in* ($2 - 4 \text{ m/s}$): è la velocità alla quale la tensione è abbastanza elevata da essere utilizzabile nell'applicazione specifica, viene prodotta energia e si attiva l'intero circuito, che diventa il carico dell'aerogeneratore;
- *Velocità nominale* ($10 - 14 \text{ m/s}$) è la velocità alla quale viene prodotta la potenza nominale;
- *Velocità di cut-off* ($20-25 \text{ m/s}$) è la velocità del vento oltre la quale il rotore deve essere fermato per evitare danni alla macchina.

In questa tesi sarà focalizzata l'attenzione sul sistema strutturale di una turbina eolica. La struttura classica di una pala eolica ad asse orizzontale può essere divisa nelle seguenti parti principali:

- Il rotore ha il compito di garantire la massima esposizione possibile al vento.
- La navicella contiene i componenti principali dell'aerogeneratore e ha lo scopo di proteggerli da agenti esterni con il suo involucro.
- La torre ha il compito di resistere agli stress provocati dal vento, dalle onde e da molti altri fattori.

2.1.1 Rotore

Il rotore è costituito da un certo numero di pale fissate su un mozzo, progettate per sottrarre al vento parte della sua energia cinetica e trasformarla in energia meccanica di rotazione. L'elica, per poter avere un rendimento costante ed elevato, deve sempre potersi orientare col vento. Per fare ciò i metodi impiegati sono due (figura 2.1):

- *Elica sottovento* (down-wind): l'elica è collocata posteriormente al complesso generatore-perno di rotazione e la navicella è orientata ortogonalmente alla direzione del vento attraverso un'autoregolazione.

- Elica sopravvento (up-wind): è dotata del meccanismo di imbardata, ossia di un motore elettrico per direzionare il rotore e la navicella sopravvento, che è azionato da un controllore elettronico il quale riceve ed elabora le informazioni sulla direzione del vento ricevute da una banderuola. Di solito l'angolo di imbardata varia di pochi gradi per volta, quindi in modo graduale, ogni qual volta si registra una variazione nella direzione del vento. Nei piccoli aerogeneratori è frequente, l'impiego di una semplice pinna direzionale.

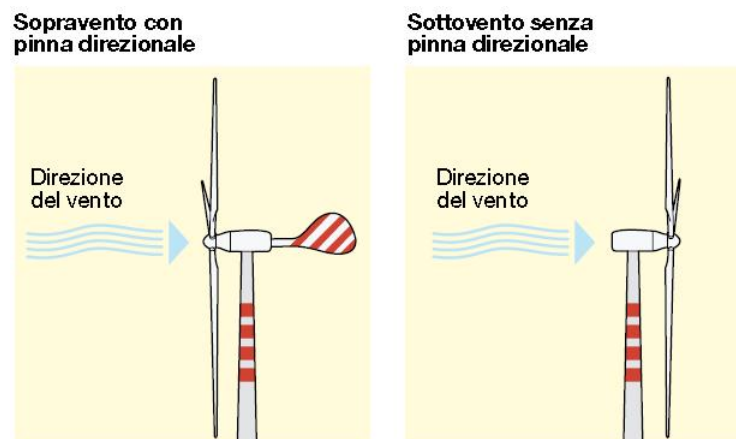


Figura 2.1: Posizionamento del rotore.

Tra le diverse alternative di progetto è fondamentale la scelta del numero delle pale. I rotori degli attuali aerogeneratori hanno due o tre pale, il numero di pale non influisce sull'efficienza. I rotori a due pale sono meno costosi ma più rumorosi visto che girano a velocità più elevate, mentre quelli a tre pale presentano migliori proprietà dinamiche, poiché forniscono una coppia motrice più uniforme, e hanno una resa energetica leggermente superiore. Le pale sono i componenti interagenti con il vento e sono progettate con un profilo tale da massimizzare l'efficienza aerodinamica. In figura 2.2 è rappresentata la forma tipica di una pala e le sue sezioni trasversali: la pala si avvolge con un angolo complessivo di circa 25° tra l'inizio e l'estremità. Poiché le forze aerodinamiche variano col quadrato della velocità relativa, crescono rapidamente con la distanza dal mozzo ed è quindi importante progettare la porzione della pala vicino all'estremità al fine di avere una buona portanza ed una bassa resistenza aerodinamica.

La pala ha una sezione tale da ottenere la rigidità necessaria per resistere ai carichi meccanici variabili agenti nel normale funzionamento. Il vento infatti esercita una forza

non costante, sia per le fluttuazioni dovute alla turbolenza, sia per la variazione della velocità in funzione dell'altitudine. Durante la rotazione, una pala collocata in posizione elevata è sottoposta a un vento più intenso rispetto ad una collocata più in basso, con conseguenti fluttuazioni di carico che si ripetono ad ogni rotazione; inoltre, la forza centrifuga dovuta alla rotazione esercita una trazione sulle diverse sezioni della pala ed il peso della pala stessa crea un momento flettente sulla base in modo alternato ad ogni rotazione. I materiali più usati per la costruzione delle pale sono l'acciaio, i compositi rinforzati con fibra di vetro, le leghe d'alluminio e i materiali compositi di tipo innovativo (ad esempio quelli che utilizzano fibre di carbonio e Kevlar come materiali rinforzanti). Per riuscire a trasferire la potenza estratta dal vento all'albero, le pale sono connesse all'albero principale attraverso il mozzo; quest'ultimo componenta ingloba i meccanismi di regolazione dell'angolo di Pitch. È chiamato angolo di pitch, o di calettamento, l'angolo che assume la pala rispetto al piano di rotazione del rotore. Variando l'angolo di pitch è possibile regolare l'angolo di incidenza del vento sulla pala e di conseguenza effettuare una regolazione attiva della velocità di rotazione del rotore. La variazione dell'angolo di pitch avviene con un sistema formato da servomotori inseriti direttamente nelle pale.

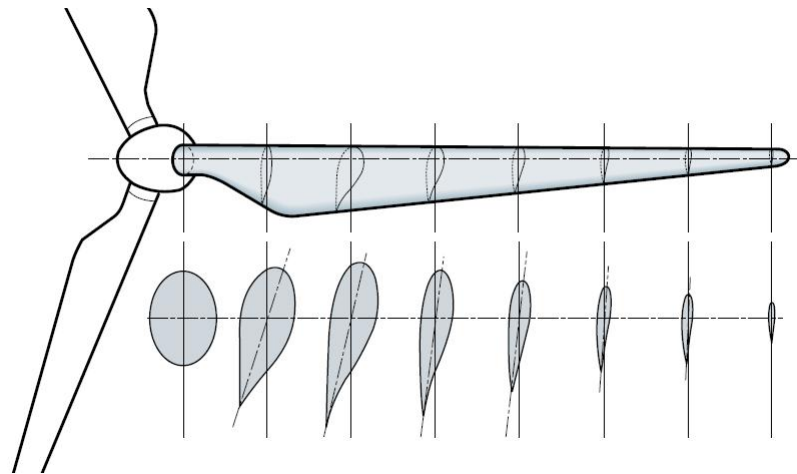


Figura 2.2: Profilo alare di una pala.

2.1.2 Navicella

È la parte principale della macchina, in essa sono contenuti il generatore, i moltiplicatori di giri, i freni, gli attuatori del pitch control e del meccanismo di imbardata. La

navicella è posizionata sulla sommità della torre e nel suo involucro contiene i suddetti componenti (figura 2.3). Le sue dimensioni sono tali da poter ospitare il personale di servizio e i tecnici durante le operazioni di manutenzione e di riparazione.

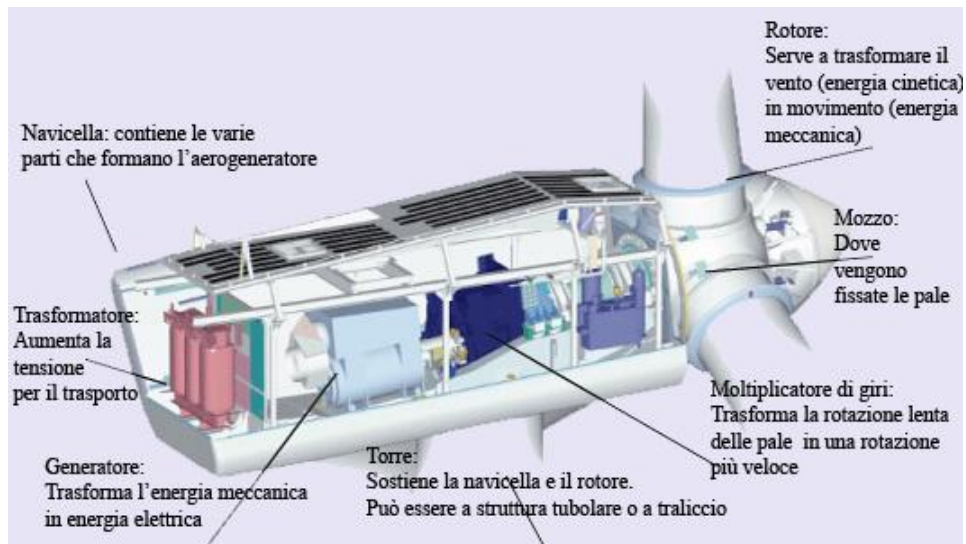


Figura 2.3: Componenti di un aerogeneratore ad asse orizzontale.

2.1.3 Torre di sostegno

La torre sostiene il peso della navicella e del rotore, e svolge la funzione di struttura portante dell'intero aerogeneratore, tenendo in posizione la macchina e assorbendo parte delle vibrazioni provenienti dalla navicella evitando che le stesse vadano a scaricarsi eccessivamente sulla fondazione. Le torri possono essere tubolari o a traliccio (figura 2.4). In linea di principio un'elevata altezza della torre rappresenta un vantaggio, in quanto la velocità del vento aumenta con la quota dal suolo. Tuttavia l'aumento dell'altezza della torre è limitato da problemi di stabilità strutturale e di costi. Il problema principale in fase di progettazione di questo componente è rappresentato dalle vibrazioni a cui il sistema è sottoposto durante il normale funzionamento.

2.2 Fondazione di una turbina eolica offshore

La diversità fondamentale tra l'eolico onshore e quello offshore sta nella scelta della fondazione. Le caratteristiche di una adeguata struttura di fondazione, devono essere:

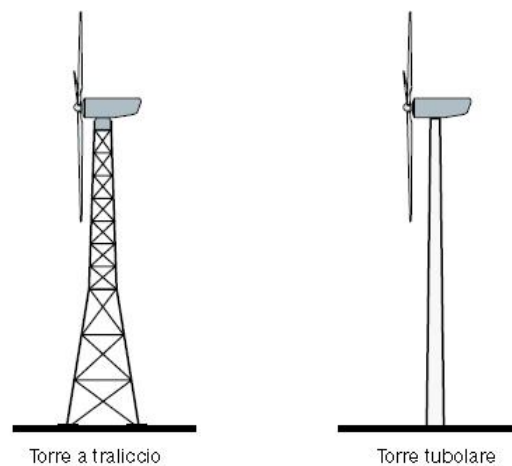


Figura 2.4: Tipi di torri utilizzate per le turbine ad asse orizzontale.

- costo di realizzazione compatibile con l'economicità dell'impianto, considerando che l'incidenza del costo di fondazione negli impianti in mare sale notevolmente;
- facilità di costruzione, trasporto a mare ed installazione;
- possibilità di produzione in serie;
- adattabilità ai diversi fondali, ed alle condizioni locali;
- progettazione finalizzata a rendere unico il blocco fondazione-torre, dal punto di vista del comportamento statico-dinamico;
- facilità di montaggio, in sito o precedentemente al varo in mare;
- facilità di dismissione a fine vita dell'impianto.

Nella progettazione delle fondazioni, si devono considerare contemporaneamente i regimi idrodinamici (onde, correnti e maree), i regimi aerodinamici (forze tangenti, normali e momenti causati dal vento), ed eventualmente quelli sismici. Un ulteriore aspetto da considerare è la scelta del grado di rigidità: una rigidità troppo elevata, può indurre vincoli al comportamento dell'aerogeneratore, mentre un assetto troppo elastico potrebbe abbassare la frequenza naturale del complesso a valori non corretti per la stabilità. Alcuni aspetti indispensabili da esaminare nel dimensionamento di una struttura di fondazione sono:

- Caratteristiche del terreno di fondazione: composizione stratigrafica, capacità portante degli strati interessati dalla fondazione, acclività del fondale marino, profondità.
- Ambiente marino: velocità/direzioni del vento ed altezza delle rilevazioni effettuate, altezza dell'onda al largo e altezza dell'onda sul sito.
- Effetti prodotti dalla macchina eolica: momento flettente, taglio e forza verticale.
- Criteri di calcolo: riguardano le condizioni di carico e relativi coefficienti di sicurezza.
- Materiale strutturale.
- Protezione superficiale della struttura: gli effetti da contrastare possono essere lo scouring (rimozione del terreno o di altro materiale di accumulo dalle aree di contatto con la fondazione), e la corrosione soprattutto delle parti metalliche.
- Fenomeni di fatica.

In figura 2.5 sono riportate le diverse tipologie di fondazioni utilizzate in base alla profondità dell'installazione. Nei seguenti paragrafi sono bravamente illustrati le tipologie di fondazione più utilizzate nel campo delle pale eoliche offshore [16].

2.2.1 Fondazioni a gravità

Le fondazioni a gravità sfruttano il peso proprio per stabilizzare la struttura e sono realizzate in un cantiere all'asciutto (possibilmente non troppo lontano dal sito) e successivamente trasportate in loco. I cassoni possono anche essere vuoti per facilitarne il trasporto e poi zavorrati in seguito nel luogo stabilito con sabbia, rocce o cemento stesso. Le fondazioni a gravità richiedono una preparazione del fondale, esso viene livellato e ricoperto di ghiaia grossa. È una fondazione che offre un supporto piuttosto rigido alla turbina eolica e quindi permette piccoli smorzamenti degli sforzi aerodinamici provenienti dal rotore.

2.2.2 Fondazioni a monopalo

La fondazione a monopalo è considerata il capolavoro della industria offshore. Il monopalo è semplicemente un tubo di acciaio (figura 2.6), che viene infisso nel fondale per

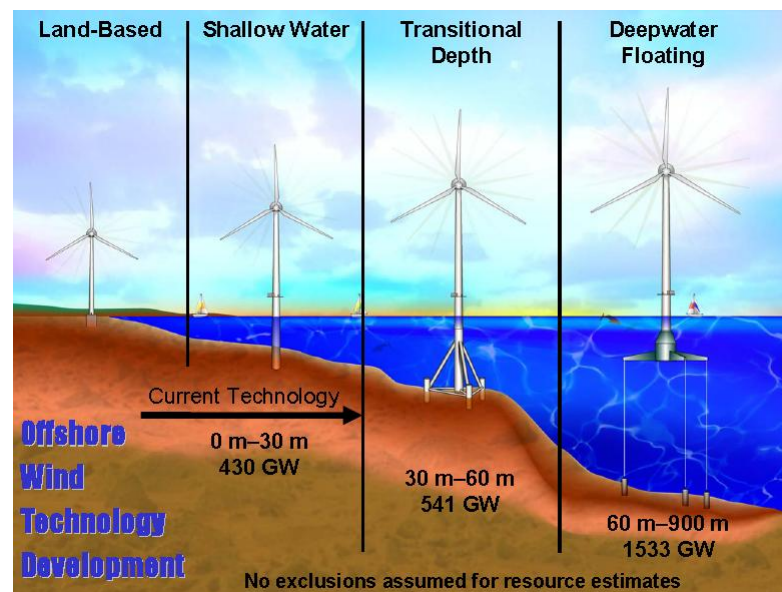


Figura 2.5: Fondazioni di una pala eolica al variare della profondità del fondale.

battitura per una profondità di 30-50 m ed è poi capace di trasferire successivamente gli sforzi al terreno. Il palo di fondazione è unito alla torre della turbina eolica tramite un opportuno elemento di connessione. Lo spessore della sezione circolare cava è generalmente compreso tra i 40 e i 150 mm. Nonostante la struttura sia relativamente semplice, bisogna tenere in considerazione il loro trasporto dal punto di fabbricazione sino alla costa dove verranno poi imbarcati e portati nel in mare nel sito prestabilito. Infatti il ragguardevole diametro del palo richiede che vengano studiate particolari percorsi nel caso di trasporto su ruote e questo potrebbe essere un fattore limitante. Il trasporto in sito, invece, viene condotto ammassando i pali su una chiatta. Questi tipi di fondazioni non richiedono una particolare preparazione del fondale, ma sono soggetti a buche di erosione causate da onde e/o correnti, ragion per cui sarà necessaria qualche misura preventiva come un protezione e/o un'infissione più profonda. Con riferimento alla risposta dinamica della struttura, la fondazione a monopalo non offre un supporto rigido, attenuando quindi bene gli sforzi aerodinamici provenienti dal rotore.

Fasi di installazione delle fondazioni a monopalo

Le fasi dell'installazione, vengono dettagliatamente riportate di seguito. Le immagini illustrano la procedura nel sito danese di *Horns Rev*. La struttura di fondazione viene

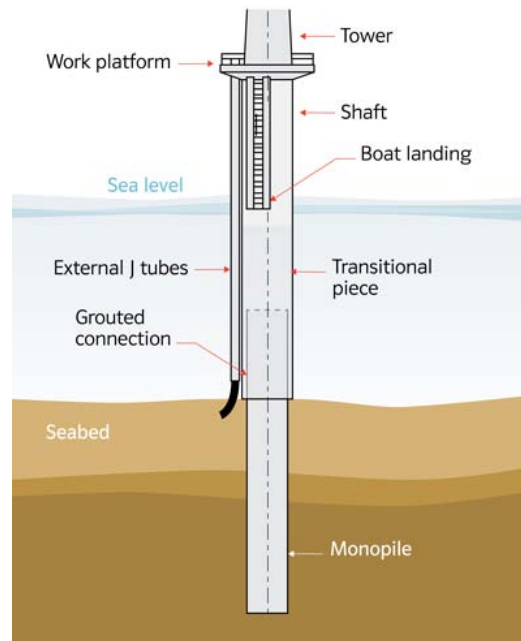


Figura 2.6: Esempio di fondazione monopalo.

trasportata già montata nel sito di installazione. Giunti in sito, i pali di fondazione vengono installati in mare utilizzando una nave battipali (figura 2.7), tale tipo di imbarcazione è in grado di caricare, nell'area portuale di servizio, più pali di fondazione allo stesso tempo e trasportarli ai siti designati. Una volta posizionato il pontone, i pali di fondazione vengono portati in posizione verticale e posizionati. Allineato il palo sulla verticale della posizione di installazione, si iniziano le operazioni di infissione con un maglio idraulico costituito da un percussore ed un distributore della forza di percussione sulla testa del palo.

Viene quindi montato il tubo di connessione fondazione-torre grazie ad un'apposita gru sulla chiatta di servizio. Anche questa operazione viene svolta per tutte le turbine prima di andare avanti con la fase successiva di montaggio, che prevede l'installazione di tutte le parti più pesanti della struttura. Viene quindi posizionato il cavo per il collegamento alla rete e l'eventuale protezione alla base contro l'erosione da onde e correnti, essa protezione servirà anche a coprire il cavo. Infine vengono montati la torre e il rotore dopo essere stati caricati su di una nave provvista di gru per il sollevamento dei vari componenti (figura 2.8).



Figura 2.7: Fase di infissione del monopalo tramite battitura.



Figura 2.8: Gru su chiatta di servizio durante le operazioni di montaggio delle componenti superiori della turbina eolica: torre, navicella e rotore.

2.2.3 Fondazioni a tripodi

La ricerca di una migliore produttività degli impianti eolici e di un minor impatto visivo ha portato a spingere le installazioni in siti più lontani dalla costa, con fondali più profondi. Per profondità comprese tra i 30 e i 50 metri oggi sono maggiormente utilizzate le fondazioni a tripode, che consistono in un palo portante al quale viene ancorata la torre dell'aerogeneratore, il quale a sua volta è sostenuto e fissato da tre pali con diametro minore che vengono infissi nel fondale per una profondità di circa 20 metri. In figura 2.9 sono riportate le illustrazioni di due tipologie di struttura usate oggi per installazioni a diverse profondità. Questo tipo di fondazione è composto da una colonna centrale che

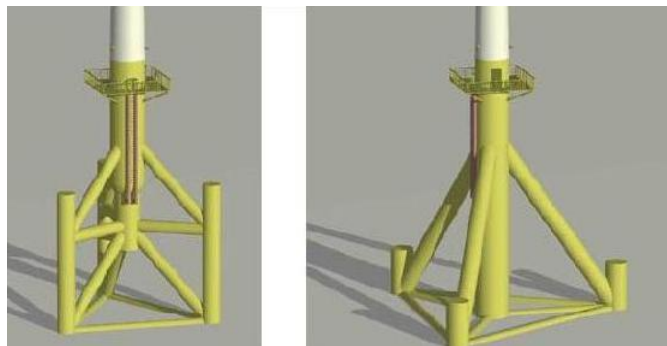


Figura 2.9: Strutture a tripode.

sorregge la torre della turbina e da una struttura di acciaio che trasferisce gli sforzi di trazione, compressione e momenti flettenti dalla torre a tre pali cavi che sono infissi nel fondale. Il miglior utilizzo per questo tipo di fondazione è nelle acque profonde sia per considerazioni economiche sia per evitare il rischio di collisioni tra parti della struttura e le barche di servizio. In questo caso non è necessaria una preparazione del fondale. Per quel che riguarda invece il comportamento dinamico, esso deve essere investigato adeguatamente poiché la struttura è piuttosto leggera e rigida, quindi permette un minore smorzamento delle vibrazioni aerodinamiche.

2.2.4 Fondazioni galleggianti

In questi ultimi anni, si è cominciato a pensare al concetto di aerogeneratori installati a mare con l'utilizzo di piattaforme offshore già esistenti, oppure con sistemi galleggianti e semi-sommersi variamente collegati al fondale marino o alla costa. Lo studio di strutture floating, per lo sfruttamento dell'energia eolica, nasce da diversi bisogni, per lo più

legati alla necessità di evitare fondazioni fisse, migliorando così l'impatto ambientale dell'impianto, e di poter eventualmente spostare l'insieme aerogeneratore - floating, da un sito all'altro.

Il sistema galleggiante è composto di due parti essenziali: la piattaforma galleggiante con il suo apparato di ancoraggio, e la turbina eolica rigidamente fissata alla piattaforma. Ad oggi sono state proposte varie soluzioni per applicazioni di questo genere, ma nessuna si è dimostrata economicamente competitiva con gli impianti offshore a fondazione; si possono considerare alcuni tipi di ancoraggio al fondale marino o alla costa, mediante cavi ancorati ad una o più masse fissate al fondale, o con collegamento rigido (tipo monopalo). Nella figura 2.10 sono rappresentati i principali concetti delle strutture galleggianti di sostegno degli aerogeneratori proposte a livello mondiale per il sostegno degli impianti eolici offshore in acque profonde. Le principali strutture galleggianti di sostegno degli aerogeneratori possono essere concettualmente suddivise, in funzione della modalità adottata per stabilizzarle, come rappresentato nella seguente figura e come di seguito specificato:

- stabilizzazione con contrappeso (*Ballast Stabilized*): il contrasto alle spinte del vento e del mare è garantito tramite una grossa zavorra, posizionata nella zona inferiore della struttura galleggiante, di forma allungata, ed ancorata mediante linee di ormeggio a catenaria al fondale marino;
- stabilizzazione con tiranti (*Mooring Line Stabilized*): il contrasto alle spinte del vento e del mare è garantito tramite tiranti verticali disposti ai vertici della struttura galleggiante;
- stabilizzazione di forma (*Boyancy Stabilized*): il contrasto alle spinte del vento e del mare è garantito tramite un'ampia chiatte galleggiante, ancorata con funi di ormeggio a catenaria sul fondo del mare. É concettualmente simile alla prima tecnica ma in questo caso la stabilità è assicurata da un maggiore sviluppo in senso orizzontale della forma della piattaforma.

In generale una struttura di sostegno galleggiante per aerogeneratori deve:

- rimanere stabile;
- mantenere la posizione, anche con ampi spostamenti;

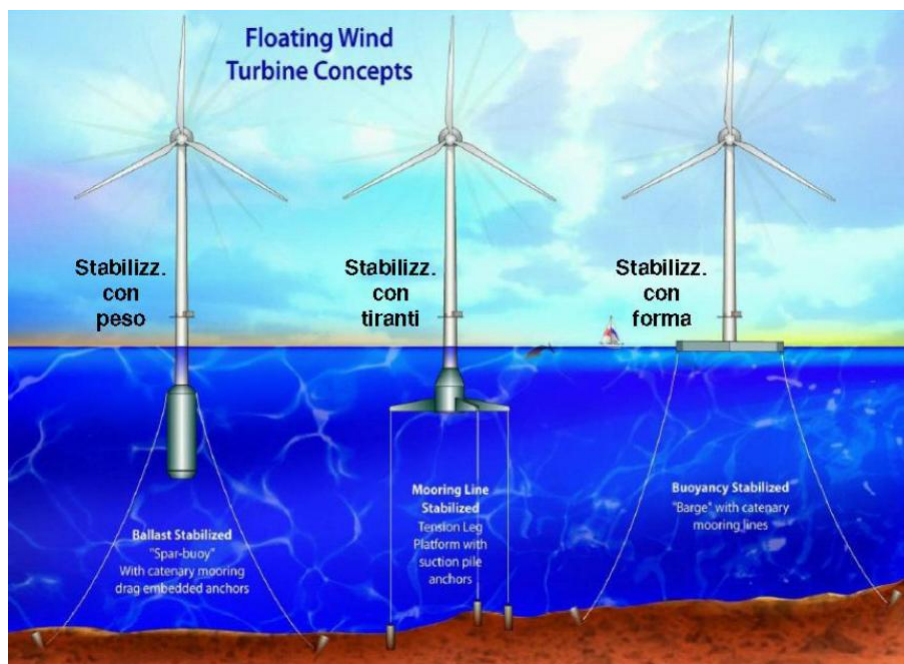


Figura 2.10: Principali tipologie delle strutture di sostegno galleggianti per aerogeneratori offshore. [25]

- avere ridotte inclinazioni con aerogeneratore in funzione, in modo da poter essere utilizzata con aerogeneratori simili a quelli attualmente impiegati nelle installazioni offshore vincolate direttamente sul fondo del mare;
- consentire un valido allineamento dell'aerogeneratore al vento, in modo da garantirne un buon funzionamento e quindi una buona producibilità;
- presentare la maggiore economicità, considerati i costi di costruzione, di installazione e di manutenzione.

La struttura galleggiante è idonea ad essere installata in siti con profondità del mare tra 60 m e 200÷300 m e deve avere la possibilità di adottare diversi tipi di ancoraggio delle linee di ormeggio, in modo da poter far fronte alle diverse possibili composizioni del fondale marino al largo delle coste.

2.2.5 Confronto tra i diversi tipi di fondazione

In base alla profondità dei fondali in cui si andrà ad operare c'è la necessità di scegliere il tipo di fondazioni. Lo sviluppo oggi raggiunto dalle strutture e dai materiali usati, fa sì che la scelta tra due fondazioni consone all'installazione a medesime profondità, non sia vincolata da problemi di resistenza agli sforzi, ma solo da un fattore di peso-costo.

Per i siti in acque mediamente profonde, le fondazioni a monopalo rappresentano la soluzione standard per le industrie offshore, mentre nelle acque basse costiere sono preferiti i cassoni di cemento, le fondazioni dirette risultano infatti troppo pesanti e costose per acque più profonde di 10 metri.

Questo è dimostrato anche dalle statistiche dell'EWEA (European Wind Energy Association): nel 2012 ci sono 1.855 fondazioni installate offshore (figura 2.11), tra tutte la più utilizzata è il monopalo che copre il 74% delle installazioni [11].

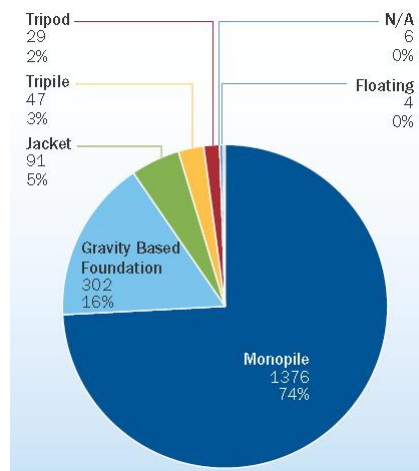


Figura 2.11: Tipi di fondazioni delle pale eoliche installate nel 2012. [Dati EWEA]

Comportamento del sistema palo-terreno soggetto a carico dinamico

3.1 Comportamento dinamico del terreno

Secondo la terminologia corrente, sono denominati carichi dinamici quei carichi, concentrati o distribuiti, la cui intensità, direzione e/o posizione varia nel tempo e che inducono stati tensionali e deformativi variabili nel tempo. In ambito geotecnico esistono molte situazioni in cui la variazione dei carichi applicati sul terreno è così lenta da poter ritenere validi gli approcci usati in presenza di carichi statici, come per esempio nella fase di costruzione di un rilevato, nei terreni sottostanti un serbatoio, nelle fondazioni di strutture con carichi accidentali variabili, ecc... Sono definiti carichi ciclici quei carichi che producono un'alternanza di fasi di carico, scarico e ricarico che si ripetono periodicamente, producendo nel terreno effetti permanenti significativi. Quando il numero dei cicli è molto alto, anche se l'ampiezza delle oscillazioni è ridotta (come nel caso delle vibrazioni trasmesse dai veicoli), si possono di fatto, accumulare nel tempo effetti deformativi ingegneristicamente non trascurabili.

Quando un terreno è sottoposto a carichi ciclici e dinamici, la presenza simultanea delle due categorie di effetti legati alla velocità di applicazione (rate effects) e alla ciclicità del carico (repetition effects) rende il legame sforzi-deformazioni doppiamente complesso. È importante osservare che tale complessità è tanto maggiore quanto più i carichi dinamici e ciclici sono preponderanti su quelli statici. L'influenza dei carichi dinamici dipende dalla velocità di applicazione e dal rapporto tra ampiezza A del carico dinamico e ciclico

e lo sforzo statico iniziale τ_0 . Con riferimento alla figura 3.1 si osservano i seguenti casi:

- Se il rapporto è piccolo (caso a), l'influenza è limitata. Il comportamento del terreno può avvicinarsi a quello che avrebbe in condizioni di carico puramente statico.
- Se il rapporto è elevato (caso b), l'influenza è sensibile e gli effetti conseguenti dipendono dalle caratteristiche dell'azione dinamica, dalla natura del terreni e dalle condizioni di drenaggio. Il comportamento del terreno è governato dal susseguirsi di fasi di compressione e di estensione. L'ampiezza dei carichi dinamici e ciclici può essere tale da determinarne un annullamento temporaneo dello sforzo di taglio e un'inversione del verso di applicazione (carichi dinamici ciclici alternati).

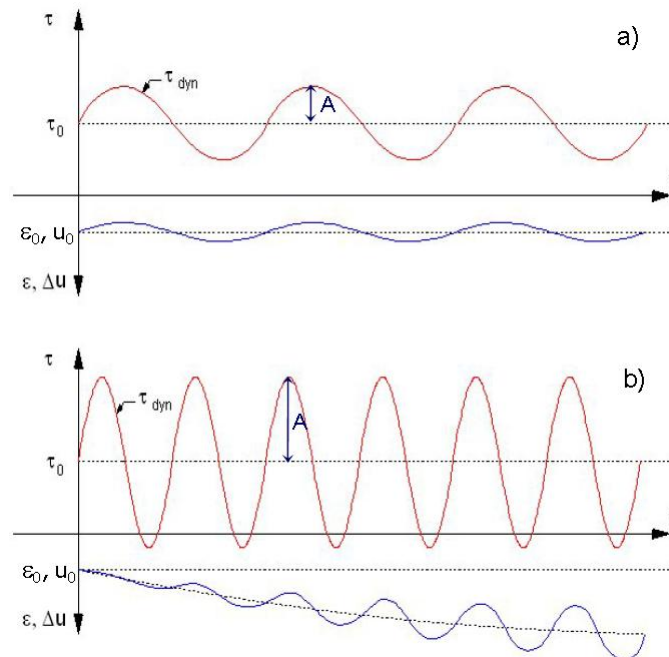


Figura 3.1: Sforzi statici iniziali e ampiezza degli sforzi dinamici.

Il comportamento meccanico dei terreni è caratterizzato da una serie di complessità, legate alla natura granulare e polifase del terreno, che vengono particolarmente esaltate in campo ciclico e dinamico. In campo statico è generalmente sufficiente tener conto della non linearità della relazione sforzi deformazioni per prevedere il comportamento di un sottosuolo; in campo dinamico, a causa del carattere ciclico della maggior parte dei

processi, è indispensabile tener conto sia della non linearità, che della non reversibilità del comportamento dei terreni. L'insieme di questi aspetti genera un progressivo accumulo di deformazioni plastiche e effetti dissipativi derivanti da assorbimento di energia in ciascun tipo di carico. È necessario analizzare successioni di cicli di carico, l'effetto della velocità di applicazione delle sollecitazioni e della conseguente velocità di deformazione. La risposta del terreno è qualitativamente indicata in figura 3.2, dove sono evidenziati alcuni aspetti del legame tensio-deformativo. L'immagine rappresenta un ciclo d'isteresi

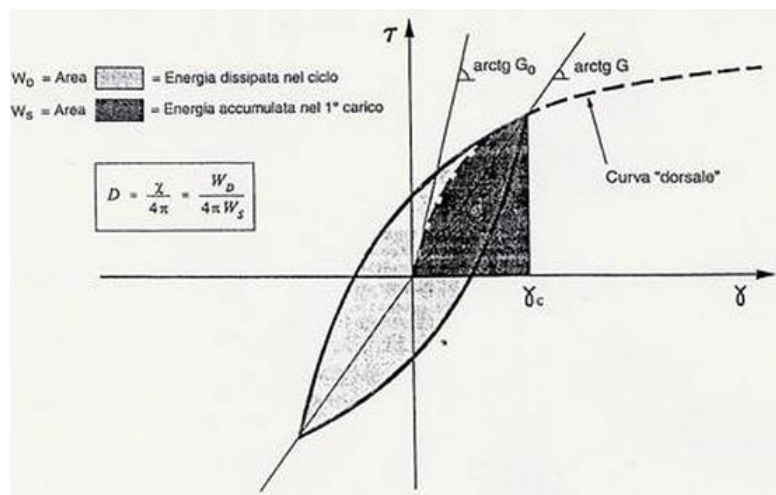


Figura 3.2: Aspetti del comportamento meccanico dei terreni in campo ciclico.

di un campione sottoposto a carico ciclico simmetrico. In generale, i parametri che si introducono allo scopo di riassumere le caratteristiche di deformabilità lungo la curva di primo carico e le proprietà dissipative globalmente mostrate dal materiale nel corso di un ciclo di scarico-carico nel piano $\tau - \gamma$ sono i seguenti:

- **Inclinazione del ciclo:** dipende dalla rigidità del terreno, la quale può essere definita per ogni punto durante il processo di carico attraverso il modulo di taglio tangente G_0 . Il modulo varia durante il ciclo di carico, ma il suo valore medio può essere approssimato dal modulo secante, $G = \frac{\tau_c}{\gamma_c}$. In generale, le prove di laboratorio hanno dimostrato che la rigidità del terreno è influenzata dall'ampiezza delle deformazioni cicliche, dal rapporto dei vuoti, dalla tensioni effettive, dall'indice di plasticità, dal rapporto di sovraconsolidazione e dal numero dei cicli di carico. Il luogo dei punti corrispondenti all'estensione della deformazione ciclica fino alla sommità dei cicli d'isteresi è chiamato *blackbone curve*, la cui pendenza all'origine

rappresenta il valore più grande del modulo di taglio G_{max} . La caratterizzazione della rigidezza di un elemento di terreno richiede la necessità di considerare G_{max} e il modo con il quale varia il rapporto tra moduli $\frac{G}{G_{max}}$ varia con l'ampiezza della deformazione di taglio. La curva di decadimento del modulo di taglio con la deformazione è rappresentata in figura 3.3.a.

- **Ampiezza del ciclo**, descrive la dissipazione di energia e può essere convenientemente descritta dal fattore di smorzamento D (*damping ratio*):

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad W = \frac{1}{2} \frac{\tau_c}{\gamma_c}$$

Anche il parametro D varia fortemente al variare del livello di deformazione.

L'evoluzione complessiva del comportamento del terreno al crescere del livello di sollecitazione è convenzionalmente rappresentato come in figura 3.3 dai suddetti parametri in funzione del logaritmo della deformazione tangenziale ciclica γ . Il valore di quest'ultimo definisce tre campi di comportamento fenomenologicamente differenti, in relazione all'ampiezza di γ ci si riferirà a deformazioni basse, medie ed elevate.

Basse deformazioni. Il legame tensioni e deformazioni tangenziali è ai fini pratici schematizzabile con un modello elastico lineare (3.3.b). In questo ambito di deformazioni, il legame $\tau - \gamma$ è interpretabile con una relazione di tipo lineare: osservando la risposta di un elemento di terreno durante un ciclo di carico-scarico-ricarico applicato a bassa velocità e misurandone le proprietà dissipative attraverso la quantità di energia di deformazione dispersa nel ciclo completo (W_D) rispetto a quella immagazzinata in fase di carico (W_s), si verifica che essa assume valore trascurabile; inoltre, la rigidezza tangenziale, espressa attraverso il modulo secante G , assume un valore iniziale massimo $G_0 \simeq G_{max}$. Di fatto è lecito ritenere $G(\gamma) = G_0 = costante$ solo per distorsioni inferiori a una soglia di linearità ($\gamma = \gamma_l$), localizzabile convenzionalmente in corrispondenza di $G(\gamma) = 0,95 \cdot G_0$. Il valore di γ_l può variare entro $0,0001 \div 0,01\%$ in relazione alle caratteristiche granulometriche e microstrutturali dei terreni.

Medie deformazioni. Superata la soglia di linearità γ_l , il comportamento del terreno si manifesta marcatamente non lineare. All'aumentare dell'ampiezza della sollecitazione ciclica, identificata tramite il livello di picco γ_l , l'aspetto dei cicli $\tau - \gamma$ si modifica sensibilmente: il modulo secante $G(\gamma)$ diminuisce e l'aliquota di energia dissipata per ciclo ($\frac{W_D}{W_s}$) aumenta. Il materiale non sembra comunque conservare memoria della sua

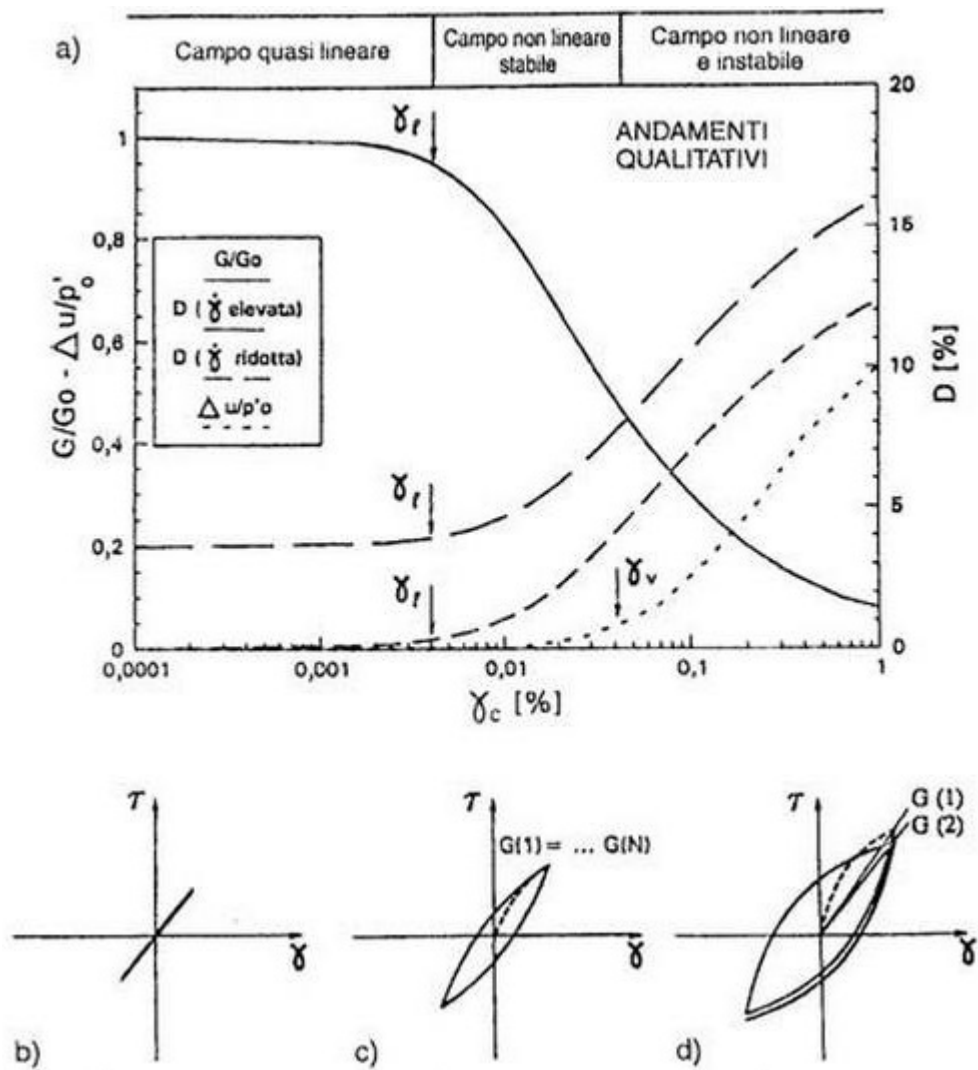


Figura 3.3: Non linearità della relazione tensione deformazione.

storia ciclica pregressa (Figura 3.3.c): al termine di un ciclo completo il terreno ritorna nello stato iniziale, tendendo a ripercorrere la stessa curva tensione-deformazione se nuovamente sottoposto a una medesima storia di carichi tangenziali. Si può affermare che il comportamento tensione-deformazione è stabile e permette di essere modellato definendo per ogni valore di γ_l un particolare ciclo $\tau - \gamma$ a cui è associabile una coppia di valori dei parametri equivalenti G e D (approccio lineare equivalente). A sollecitazioni cicliche applicate nel campo deformativo così definito conseguono, all'atto dello scarico, trascurabili valori residui delle deformazioni volumetriche (in condizioni drenate) o delle sovrappressioni neutre (in condizioni non drenate).

Deformazioni elevate. All'aumentare dell'ampiezza di sollecitazioni cicliche si individua un ulteriore livello di deformazione, ($\gamma = \gamma_v$) superiore alla soglia γ_l , al di là del quale il comportamento del terreno diviene significativamente affetto da modifiche strutturali irreversibili. Nel campo di deformazioni superiori a questa seconda soglia si evidenzia l'effetto dei fattori legati alla non-monotonicità delle sollecitazioni: le caratteristiche di deformabilità del terreno, lette in termini di parametri di rigidezza e dissipazione, evolvono all'aumentare del numero di cicli. Per alcuni materiali (per esempio sabbie sciolte non sature) si possono verificare fenomeni di graduale addensamento fino al rientro in condizioni di stabilità dopo un certo numero di cicli. In gran parte dei casi, i materiali manifestano tendenza alla degradazione progressiva, segnalata dall'incremento di deformazioni tangenziali non recuperabili. Inoltre, per effetto del comportamento dilatante o contraente dello scheletro solido, si accumulano deformazioni volumetriche nelle prove drenate, sovrappressioni neutre nelle prove non drenate (figura 3.3.a). Dopo escursioni a deformazioni maggiori di γ_v una nuova fase di carico deviatorico dà quindi luogo a una risposta iniziale del terreno modificata rispetto a quella del materiale non presollecitato. L'insieme dei fenomeni appena descritti viene indicato come degradazione ciclica, termine che riflette le modifiche di stato sottese dall'evoluzione della risposta meccanica: nel campo deformativo così definito, i risultati sperimentali sono talmente condizionati dalla storia ciclica pregressa che i parametri meccanici utilizzati ai livelli deformativi inferiori non sono più sufficienti a definire la risposta del terreno in funzione della sollecitazione corrente. In questi casi l'approccio lineare equivalente precedentemente introdotto appare improponibile, perchè le relazioni $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ non sarebbero univoche: in tali casi potrebbe essere sufficiente introdurre un modello generalizzato che tenga conto dell'effetto del numero di cicli N o, in alternativa, è indispensabile ricorrere all'analisi

incrementale e a leggi costitutive di tipo non lineare.

3.2 Modello non lineare per l'interazione palo-terreno

La risposta di un palo soggetto a carico ciclico laterale è governato da un comportamento tenso-deformativo fortemente non lineare che, come spiegato nel paragrafo precedente, si verifica già a bassi livelli di carico applicati. Il problema diventa ancor più complicato con la comparsa di non-linearità geometriche, come ad esempio la separazione e lo scorrimento tra il palo e il terreno; tale fenomeno è inevitabile se il sistema è sottoposto a elevati carichi sollecitanti. Nella progettazione in campo offshore di un palo caricato lateralmente è necessario tenere conto di questi effetti. Tradizionalmente per lo studio del sistema suolo-struttura si fa riferimento al metodo delle curve p-y, secondo il quale il palo è immerso in un mezzo alla Winkler con molle di legge non lineare nota. Le curve p-y sono ricavate sperimentalmente e sono reperibili in letteratura per i diversi tipi di terreno. Questa procedura non tiene nè conto del numero di cicli, nè delle caratteristiche e dell'intensità del carico ciclico.

Negli ultimi vent'anni, per calcolare l'accumulo del danneggiamento in un materiale sottoposto a carico ciclico, tra tutti i modelli matematici proposti per descrivere nell'ambito della dinamica strutturale il loro comportamento caratterizzato da cicli isteretici non-lineari nella relazione forze-spostamenti, il modello Bouc-Wen [Bouc, 1971; Wen, 1976] fu certamente il più utilizzato [13]. Questo modello è anche in grado di descrivere la risposta di un palo sotto carico ciclico e dinamico prendendo in considerazione tutti i parametri fondamentali per descrivere le condizioni del suolo. Recentemente Allotey and El Naggar (2008) hanno presentato un'estensione del modello originale di Bouc-Wen, introducendo la capacità di riprodurre anche gli aspetti più complessi nell'interazione palo-terreno, come:

- la plasticizzazione del suolo e del terreno;
- la formazione di un gap tra palo e terreno;
- la possibilità di considerare il crollo del suolo nella cavità;
- il degrado della rigidezza e resistenza sotto carico ciclico.

Il modello illustrato nel corso del paragrafo è integrato in molti software commerciali per l'analisi strutturale.

In figura 3.4 è rappresentata la curva di interazione suolo-struttura secondo il modello di Allotey ed El Naggar. Si può notare che per caratterizzare completamente la curva di risposta devono essere definiti numerosi parametri che saranno descritti nei paragrafi successivi.

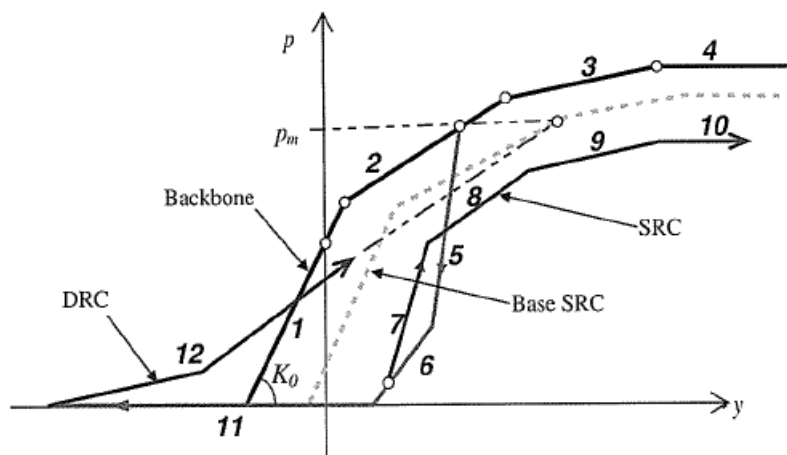


Figura 3.4: Curva di interazione suolo-struttura secondo il modello di Allotey ed El Naggar.

3.2.1 Definizione della curva dorsale

È possibile definire l'andamento della curva dorsale (*blackbone curve*), rappresentata dai segmenti 1, 2, 3 e 4, calcolando le curve p-y per il tipo di terreno considerato. Con riferimento alla figura 3.5, la procedura seguita per definire le curve p-y nel caso di sabbia satura, noti l'angolo d'attrito ϕ , il peso del terreno γ e il diametro del palo b , è la seguente [24]:

1. In base al valore dell'angolo d'attrito sono definiti i seguenti parametri:

$$\alpha = \phi/2 \quad \beta = 45 + \phi/2 \quad K_0 = 0,4 \quad K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

2. Si calcola la resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza assumendola pari al valore minimo ottenuto dalle seguenti equazioni:

$$p_{st} = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) \right] + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \quad (3.1)$$

$$p_{sd} = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (3.2)$$

3. Nell'effettuare il calcolo allo step 2, si individua la profondità z_t alla quale si intersecano le due curve definite dalle equazioni 3.1 e 3.2. Per profondità maggiori a z_t è valida l'equazione 3.1, mentre per profondità maggiori la 3.2.
4. Convenzionalmente si definisce y_u pari a $3b/80$. È possibile calcolare p_{ult} dalla seguente equazione:

$$p_{ult} = \bar{A}_c p_s$$

dove \bar{A}_c è definito in tabella 3.1.

5. Definito y_m pari a $b/60$. Si calcola p_m con la seguente equazione:

$$p_m = B_c p_s$$

dove B_c è definito in tabella 3.1.

6. Noto il valore k_{py} (tabella 3.2), si definisce l'andamento del tratto iniziale rettilineo di curva: $p = (k_{py}z)y$ e il tratto parabolico secondo i seguenti parametri:

$$p = \bar{C} y^{1/n}; \quad m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}; \quad n = \frac{p_m}{m y_m}; \quad \bar{C} = \frac{p_m}{y^{1/n}}; \quad y_k = \left(\frac{\bar{C}}{k_{py} x} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

Tabella 3.1: Valori dei coefficienti \bar{A}_c e B_c .

z/D	0	0,55	1	1,5	2	2,5	3	4	5
A_c	2,9	2,55	2,18	1,8	1,54	1,3	0,94	0,88	
B_c	2,22	1,85	1,55	1,27	1,05	0,88	0,72	0,53	0,5

Tabella 3.2: Valori del coefficiente k_{py} .

Relative Density	Loose	Medium	Dense
$k_{py} [MN/m^3]$	5,4	16,3	34

3.2.2 Definizione delle curve di scarico e ricarico

Oltre alla curva dorsale i processi di scarico e ricarico sono descritti grazie alle curve standard di ricarico (SRC), curva generale di scarico (GUC) e curva diretta di ricarico

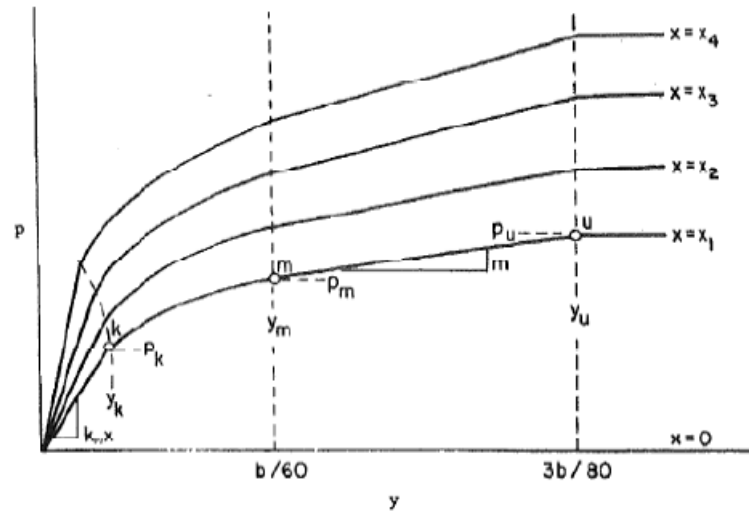


Figura 3.5: Forma caratteristica delle curve p-y per sabbie sature.

(DRC).[3]

La curva standard di ricarico (segmenti 7, 8, 9 e 10) e la curva generale di scarico (segmenti 5 e 6) in figura 3.6 sono determinate scalando la curva dorsale. Il modello in questione del ciclo di isteresi tiene conto della capacità del materiale di memorizzare cicli tensionali precedenti; per farlo si calcola il fattore di scala adattando il metodo di Pyke (1979) in modo da tener conto del degrado della rigidità con la seguente formula:

$$k = 1 \pm \frac{p_{ur}}{\delta_t p_f} \quad (3.3)$$

dove k è il parametro di scala secondo Pyke, p_{ur} è la tensione agente all'inizio del ciclo di carico-scarico, p_f è la tensione ultima e δ_t è il fattore di degrado della resistenza. Il segno positivo e negativo indicano rispettivamente la fase di scarico e ricarico.[3] Le espressioni che indicano le coordinate dei punti nodali (p'_i, y'_i) sono le seguenti:

$$p'_i = \sum_{i=1}^j \delta_t (p_1 - p_{i-1}), \quad j = \max(i) \quad \forall y_i \leq y, \quad j \geq 0$$

$$y'_i = \sum_{i=1}^j \frac{\delta_t (y_i - y_{i-1})}{\delta_k} \quad (3.4)$$

dove δ_k e δ_t sono rispettivamente i fattori di degrado della rigidità e della resistenza. Per descrivere il fenomeno dell'ingresso del terreno all'interno della cavità (fenomeno del *cave-in*) si può far riferimento alla figura 3.7, dove la curva A rappresenta la SCR per

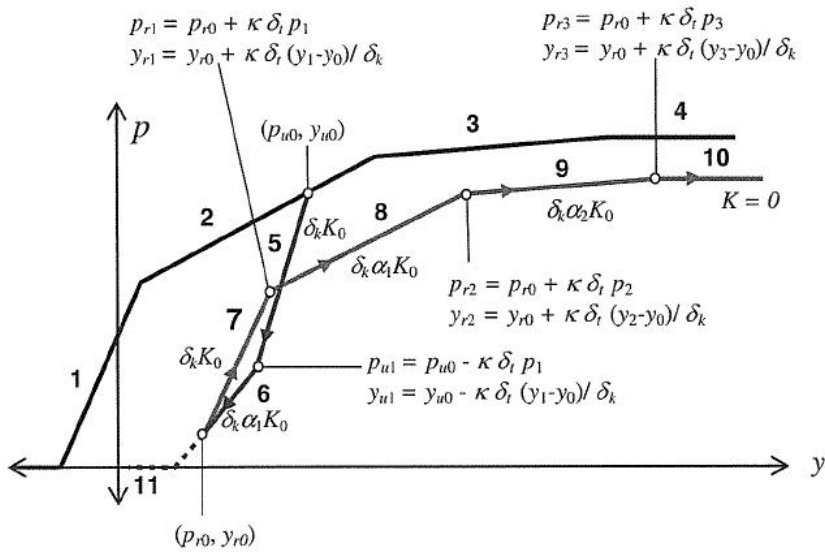


Figura 3.6: Schema della curva standard di ricarica e della curva generale di scarico.

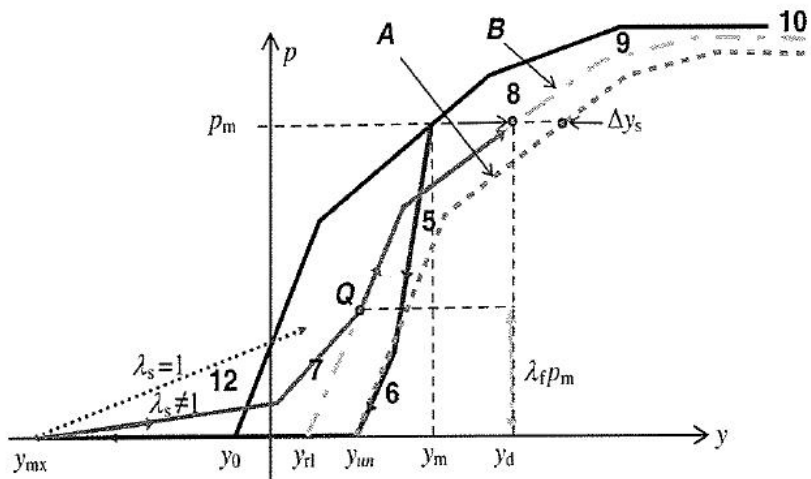


Figura 3.7: Schema della curva diretta di ricarica.

una fondazione che si muove fino a toccare il terreno da cui essa è separata. La curva B si ottiene traslando la curva A di una quantità Δy_s e rappresenta il percorso in caso ci sia del terreno che crolla all'interno della cavità formata tra palo e terreno, l'entità della distanza di offset può essere spiegata attraverso due molle disposte in serie (figura 3.8): una molla rappresenta il terreno sciolto caved-in, K_{loose} ; mentre l'altra molla rappresenta il suolo originario K_{orig} . Inizialmente, la rigidezza K_{comb} è governata dal terreno sciolto e le deformazioni sono governate dalla sua densificazione. La rigidezza del terreno sciolto aumenta fino ad avvicinarsi a quella del terreno originale. Poichè il suolo compresso raggiunge una pressione di confinamento simile a quella del terreno originario, occupa un volume finito all'interno del gap, la risposta seguirà la curva B.

L'espressione originaria per tracciare l'andamento della curva base SCR è sviluppata

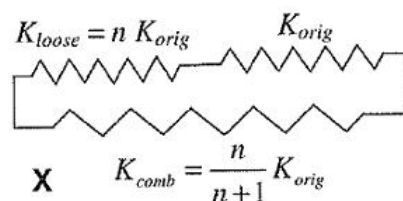


Figura 3.8: Analogia delle molle in serie per descrivere il comportamento strain-hardening.

utilizzando un ampio dataset creato da Long e Venneste (1994), ricavato a partire dai risultati dei test effettuati su pali caricati ciclicamente. Con riferimento alla figura 3.7 il punto di origine della curva y_{r1} può essere calcolato come segue

$$\begin{aligned}
 y_{r1} &= y_0 + h_L(y_{un} - y_0) \\
 h_L &= \frac{1}{1 - \Lambda \phi_h} \\
 \phi_h &= \frac{y_{mx} - y_{un}}{y_m + y_{un} - 2y_0}
 \end{aligned} \tag{3.5}$$

dove h_L è la funzione iperbolica che dipende dal parametro di cave-in, Λ ($\Lambda \geq 0$), e il rapporto di carico ciclico, ϕ_h (dove $\phi = -1$ rappresenta due direzioni di carico, mentre $\phi = 0$ rappresenta un'unica direzione di carico). Inoltre, y_{mx} è lo spostamento massimo per il livello minimo di forza applicata, y_{un} è il più basso valore di spostamento per il livello di forza minimo e y_0 è il punto di origine della curva dorsale, Λ è il parametro che rappresenta il fenomeno del cave-in del terreno. A partire dagli studi di Long e Vanneste (1994) $\Lambda = 5$ rappresenta la migliore stima di questo parametro nel caso di

confinamento, mentre per $\Lambda = 0$ si suppone non vi sia cave-in e la curva B diviene coincidente con la A. In sintesi i tre parametri necessari a descrivere la curva sono λ_f , λ_s e Λ , ognuno dei quali con diverso significato fisico che varia con il tipo di suolo e in base alla profondità.[4]

La DCR è una curva controllata dal parametro che limita la forza λ_f ($0 \leq \lambda_f \leq 1$), che fa

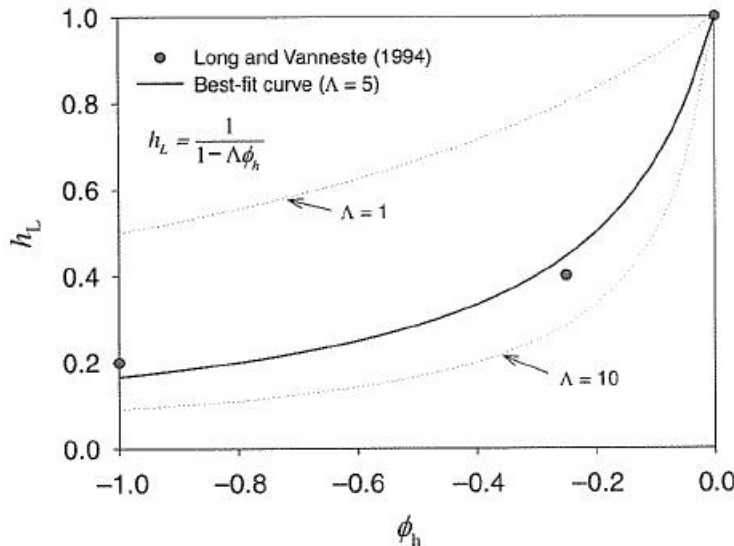


Figura 3.9: Curva empirica iperbolica per la stima della curva standard di ricarica.

riferimento alla massima forza raggiunta nella storia di carico. Il parametro λ_s controlla la forma della curva ($0 \leq \lambda_s \leq 1$). I due parametri complessivamente descrivono la forma del ciclo di isteresi; entrambi i parametri variano tra 0 e 1 in relazione al tipo di suolo e con la profondità. Nel caso di risposta non confinata, o in presenza di un gap (per esempio nel caso di un palo in argilla densa), $\lambda_f = \lambda_s = 0$, mentre nel caso di risposta confinata (per esempio nel caso di palo immerso in sabbia asciutta), $\lambda_f = \lambda_s = 1$.

3.2.3 Parametri di degrado ciclico

Il **degrado ciclico** rappresenta il danno che si accumula nel corso dei cicli di carico-scarico. L'incremento di danno, ΔD , per un ciclo si calcola come segue [3]

$$\Delta D_{j,j-1} = \frac{1}{2N_f(S_i)} \quad S_i = S_{r_j} - S_{r_{j-1}} \quad (3.6)$$

dove N_f è il numero di cicli per arrivare a rottura e S_r e $S_{r_{j-1}}$ sono calcolati attraverso la curva $S - N$. La curva descrive il rapporto dello sforzo ciclico (cioè il rapporto tra

lo sforzo ciclico e lo sforzo effettivo medio iniziale σ'_m) rispetto al numero di cicli di carico, ed è generalmente ottenuta attraverso prove cicliche triassiali o prove di taglio semplice. E' impegnata per valutare il danno incrementale dovuto ad ogni mezzo ciclo di carico, al fine di stimare il degrado/hardening ciclico cumulativo all'inizio di ogni scarico o ricarica. Nel modello, la curva $S - N$ è espressa come $S_r = \frac{S}{S_1}$ rispetto al numero di cicli, dove S e S_1 sono i fattori di sforzo per i cicli in corso e i primi cicli, rispettivamente. Un esempio di funzione di degrado ellittica per arrivare a calcolare il degrado dei fattori di rigidità e di resistenza è la seguente:

$$\delta_\zeta = 1 + (\delta_{m\zeta})[1 - (1 - D)]^{\theta_\zeta \frac{1}{\theta_\zeta}}$$

dove ζ è rappresentativo dei pedici k o t , ossia dei fattori di degrado di rigidità δ_k o resistenza δ_t ; $\delta_{m\zeta}$ è il minimo o massimo accumulo di degrado e θ è un parametro di forma della curva.

Design di una pala eolica offshore

4.1 Stati limite

Una pala eolica offshore può arrivare al collasso in diversi modi. Il gruppo *Det Norske Veritas* (DNV) nel 2010 ha proposto degli standards e delle raccomandazioni pratiche da seguire per il design della struttura di pale eoliche offshore (*Offshore Standard DNV-OS-J101*)[10]. Una corretta progettazione ha lo scopo di raggiungere i seguenti obiettivi:

- sostenere i carichi che possono verificarsi durante la vita dell'opera;
- garantire un livello di sicurezza accettabile della struttura durante la vita di progetto;
- mantenere un grado di sicurezza accettabile della struttura per il personale e l'ambiente circostante;
- avere un'adeguata resistenza contro il deterioramento durante la vita di progetto della struttura.

Sulla base di queste considerazioni è definito **stato limite** una condizione oltre la quale l'intera struttura o un componente strutturale non soddisfa i criteri di design richiesti. Per una struttura offshore si fa riferimento ai seguenti stati limite:

- *Ultimate limit state (ULS)* corrisponde al collasso per raggiungimento del massimo carico che la resistenza può sopportare. Alcuni esempi di collasso per USL sono: la perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte, il raggiungimento della

massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti e fondazioni o della struttura nel suo insieme, il raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni o l'instabilità di parti della struttura o del suo insieme.

- *Serviceability limit states (SLS)* consiste nel garantire la funzionalità dell'opera soggetta a carichi di routine. Alcune modalità di superamento dello stato limite si servizio sono: il verificarsi di danneggiamenti locali, spostamenti e/o deformazioni tale da ridurre la durabilità della struttura o la sua efficienza, la produzione di vibrazioni tali da creare disturbo anche a componenti non-strutturali oppure il cedimento del terreno di fondazione tale da provocare un'inclinazione della struttura troppo elevata.
- *Fatigue limite state (FLS)* corrisponde al collasso dovuto agli effetti della ciclicità del carico, quindi per accumulo di danno per la ripetizione del carico. Lo scopo della progettazione di una struttura nei riguardi dello stato limite di fatica è assicurare che la sua prestazione sia soddisfacente durante l'intera vita di progetto, in modo tale che la struttura abbia scarse probabilità di collasso a causa di fenomeni di fatica.

4.1.1 Valutazione del danno a fatica

Nel presente elaborato verrà studiato il collasso della pala eolica offshore per effetto della fatica, più precisamente l'obiettivo è quello di calcolare gli anni di vita dell'opera sottoposta a tale fenomeno. La procedura che sarà utilizzata per il calcolo è quella prevista dall' *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio* [12].

Un metallo soggetto ad un carico ciclicamente ripetuto o casualmente variabile nel tempo arriva a rottura per un livello di sforzo medio inferiore a quello richiesto in condizioni statiche. La rottura è dovuta alla propagazione di cricche nel materiale. La frattura si innesca quasi sempre sulla superficie del pezzo per la presenza di irregolarità superficiali, come microcricche, microintagli, ecc. La cricca si propaga e, a mano a mano, si riduce la sezione resistente fino alla frattura finale.

Il primo criterio sviluppato per cercare di comprendere questo processo di rottura è il *metodo S-N*. Noto il campo di variazione della tensione applicata in un punto durante il ciclo di carico attraverso le curve di resistenza a fatica, è possibile predire la vita in quel punto in termini di numero totale di cicli di variazione delle tensioni che si preveda

produca un collasso a fatica. Esse forniscono la correlazione tra il livello di sforzo nel materiale ed il numero di cicli di carico necessari alla rottura. La procedura sperimentale con la quale si determinano le curve S-N consiste nel sottoporre un provino ad un carico ciclico di ampiezza S nel tempo e determinare il corrispondente numero di cicli N a rottura. Ripetendo la procedura per diverse intensità di sforzo, è possibile tracciare in scala bilogarithmica la curva S-N.

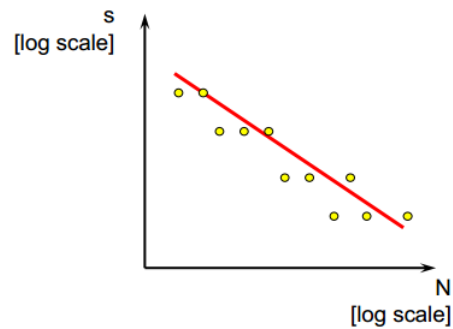


Figura 4.1: Esempio di curva S-N.

Per confrontare una storia di carico irregolare, alla quale è soggetto il componente in condizioni operative, con le curve S-N ricavate per carichi di ampiezza costante ciclicamente ripetuti nel tempo, è necessario utilizzare un metodo di conteggio delle storie di carico. Esistono diversi metodi per estrarre un insieme di cicli di ampiezza costante da una sequenza casuale di picchi e valli che esprime la variabilità del carico. Innanzitutto per carichi di ampiezza variabile l'andamento temporale delle tensioni deve essere ridotto ad uno spettro di campi di variazione delle tensioni, ossia l'istogramma delle frequenze di ricorrenza per tutti i Δ di tensioni di differente ampiezza calcolati per un evento di carico, come rappresentato in figura 4.2.

In generale i metodi di conteggio individuano nel ciclo esaminato la massima escursione dello sforzo, cioè la distanza che separa il picco più alto dalla valle più bassa, ed in successione tutte le altre variazioni di entità minore. Ciascuna di queste viene considerata un evento danneggiante, al quale viene assegnato una quota di danneggiamento correlata all'entità della variazione dello stato di sforzo. Sommando la somma dei danneggiamenti D_i provocati dalle singole escursioni si arriva a una stima del danneggiamento prodotto dall'intero ciclo di carico.

Come suggerito dall'Eurocodice 3, il metodo di conteggio utilizzato per definire lo spettro

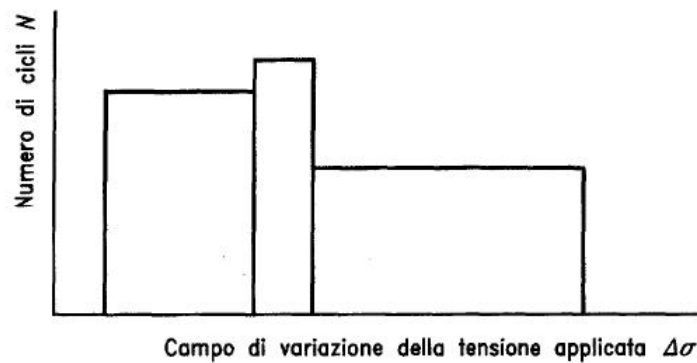


Figura 4.2: Esempio di spettro di progetto.

è il metodo Rainflow. Il rainflow è un algoritmo nel quale la storia di carico equivalente viene estratta secondo la dinamica con cui una goccia d'acqua scorrerebbe sul profilo temporale di una storia di carico. È possibile implementare tale algoritmo con Matlab, come riportato in appendice.

La valutazione effettiva della resistenza a fatica dovrà essere basata sulla regola del danno cumulativo di Palmgren-Miner, secondo la quale il danneggiamento parziale relativo ad un livello di sforzo $\Delta\sigma_i$ è direttamente proporzionale al rapporto tra il numero di cicli n_i per cui si verifica l'i-esimo livello di sforzo ed il numero totale di cicli N_{fi} a rottura per quel livello definito attraverso la curva S-N prevista dall'Eurocodice.

La valutazione del danneggiamento cumulativo può essere fatta come segue:

$$D_i = \frac{n_i}{N_{fi}} > 1 \quad (4.1)$$

dove:

n_i è il numero di cicli di ampiezza $\Delta\sigma_i$ durante la vita di progetto richiesta;

N_i è il numero di cicli di ampiezza $\gamma_{Ff}\gamma_{Mf}\Delta\sigma_i$ che causa il collasso per la relativa categoria.

Nella normativa le curve di resistenza a fatica (figura 4.4) sono rappresentate con andamento rettilineo in scala bilogarithmica, costituita da una spezzata con due tratti con coefficienti angolari $m = 3$ e $m = 5$ ed un tratto orizzontale (limite per i calcoli a fatica cut-off) in corrispondenza di $N=100$ milioni di cicli. Con riferimento alla figura 4.4 si calcola il valore di N_i come segue:

- se $\gamma_{Ff} \Delta\sigma \geq \frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}}$:

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \left[\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i} \right]^3$$

- se $\frac{\Delta\sigma_D}{\gamma_{Mf}} > \gamma_{Ff} \Delta\sigma_i \geq \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}}$:

$$N_i = 5 \cdot 10^6 \left[\frac{\Delta\sigma_D / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i} \right]^5$$

- se $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_i < \frac{\Delta\sigma_L}{\gamma_{Mf}}$:

$$N_i = inf$$

dove $\Delta\sigma_D$ è il limite di fatica ad ampiezza costante, e $\Delta\sigma_L$ è il limite per i calcoli a fatica (cut-off limit), mentre $\Delta\sigma_C$ è il valore di riferimento della resistenza a fatica a 2 milioni di cicli.

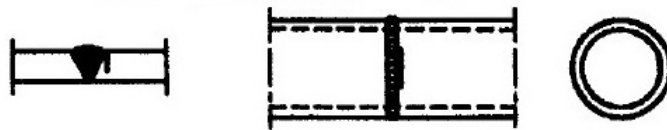


Figura 4.3: Particolare costruttivo: saldatura testa a testa di profilati cavi a sezione circolare.
[EC3]

4.2 Carichi agenti sulla struttura

Con riferimento a *Offshore Standard DNV-OS-J101* una struttura offshore è soggetta a diversi tipi di carico, classificabili nelle seguenti categorie:

- Carichi permanenti;
- Carichi di esercizio;
- Carichi ambientali;
- Carichi accidentali.

Categoria dei dettagli	log a per $N < 10^8$		Campo di variazione delle tensioni al limite di fatica ad ampiezza costante ($N = 5 \times 10^6$)	Campo di variazione delle tensioni al limite per i calcoli a fatica ($N = 10^8$)
	$N \leq 5 \times 10^6$	$N \geq 5 \times 10^6$		
$\Delta\sigma_C$ (N/mm ²)	($m = 3$)	($m = 5$)	$\Delta\sigma_D$ (N/mm ²)	$\Delta\sigma_L$ (N/mm ²)
160	12,901	17,036	117	64
140	12,751	16,786	104	57
125	12,601	16,536	93	51
112	12,451	16,286	83	45
100	12,301	16,036	74	40
90	12,151	15,786	66	36
80	12,001	15,536	59	32
71	11,851	15,286	52	29
63	11,701	15,036	46	26
56	11,551	14,786	41	23
50	11,401	14,536	37	20
45	11,251	14,286	33	18
40	11,101	14,036	29	16
36	10,951	13,786	26	14

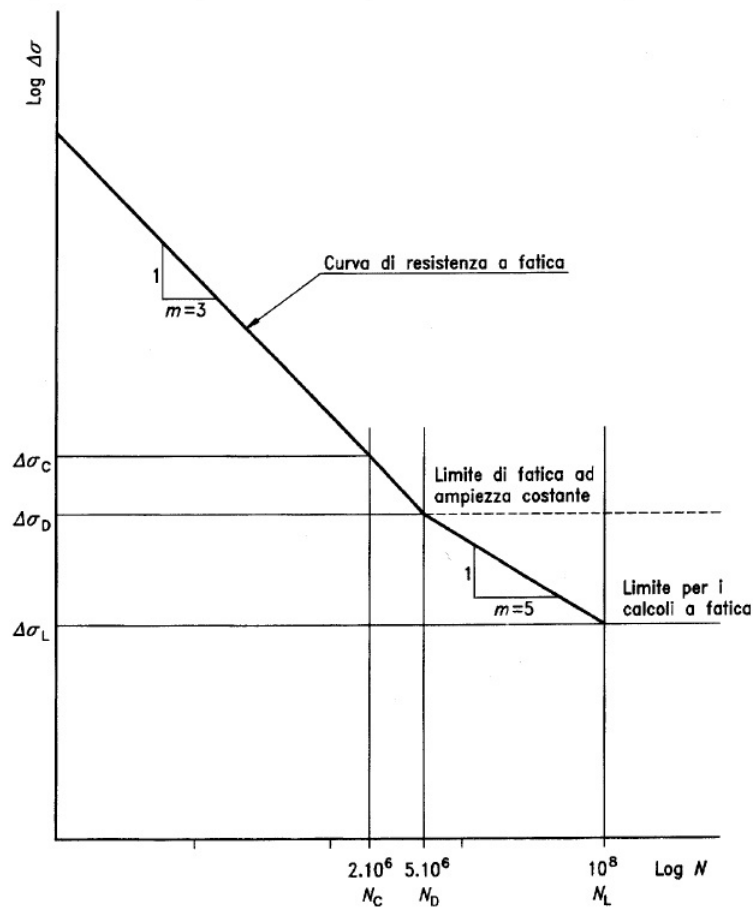


Figura 4.4: Valori numerici e curve di resistenza a fatica per campi di variazione delle tensioni normali. [EC3]

I **carichi permanenti** non variano significativamente la loro posizione, intensità e direzione nel tempo. Comprendono il peso proprio della struttura e della fondazione, il peso dei carichi strutturali e l'equipaggiamento collocato sulla piattaforma, la forza idrostatica e la spinta al galleggiamento agenti nella parte della struttura immersa e, infine, la reazione del terreno sulla fondazione.

I **carichi di esercizio** variano l'intensità, la posizione e la direzione durante il periodo considerato, e sono relativi alle fasi di installazione e manutenzione. Alcuni esempi sono: il passaggio di personale, stoccaggio di materiale di equipaggiamento, paraurti e collisioni con imbarcazione di servizio, carichi associati da operazioni di installazione, etc.

I **carichi accidentali** sono tutti quei carichi derivanti da collisione con imbarcazioni, incendi, esplosioni e caduta di oggetti.

I **carichi ambientali** variano anch'essi di intensità, posizione e direzione durante la vita dell'opera. Tra questi abbiamo: il carico dato dal vento, il carico idrodinamico indotto da onde e correnti, gli effetti delle maree e i carichi dovuti a neve e ghiaccio.

4.2.1 Azione del vento

Tra i carichi ambientali precedentemente elencati la sollecitazione più significativa è generata dal vento. Seguendo gli *International Standard IEC 61400-1* [9], le condizioni esterne da considerare per il design dell'opera sono definite in base al sito di installazione.

Si distinguono diverse *wind classes* in funzione della velocità del vento e delle caratteristiche di turbolenza, illustrate in tabella 4.1. Oltre a quelle elencate esiste anche una classe S di turbine eoliche, utilizzabile qualora siano richiesti dal progettista o dal committente particolari condizioni di sicurezza, oppure siano presenti in sito particolari condizioni di vento quali tempeste tropicali, uragani, cicloni e tifoni. I valori di riferimento in questo caso possono essere definiti e documentati dal designer. Un aerogeneratore progettato per una classe con una velocità di riferimento V_{ref} è dimensionato per resistere a climi per cui il valore estremo della velocità del vento media su 10 min, all'altezza del mozzo dell'aerogeneratore e con un periodo di ricorrenza di 50 anni, è inferiore o uguale a V_{ref} . I valori indicati in tabella sono definiti come segue:

V_{ref} è la velocità del vento di riferimento media su 10 min;

A indica la categoria con caratteristiche di turbolenza superiori;

Tabella 4.1: Parametri per la classificazione.

Wind turbine class	I	II	III
V_{ref} [m/s]	50	42,5	37,5
A	I_{ref}	0,16	
B	I_{ref}	0,14	
C	I_{ref}	0,12	

B indica la categoria con caratteristiche di turbolenza medie;

C indica la categoria con caratteristiche di turbolenza inferiori;

I_{ref} è il valore atteso dell'intensità della turbolenza a 15 m/s.

La progettazione per una turbina appartenente nelle classi comprese tra I e III deve garantire un tempo di vita di minimo 20 anni.

La distribuzione della velocità del vento è significativa per il design delle pale eoliche, perchè determina la frequenza di accadimento delle individuali condizioni di carico associate alla velocità del vento. La distribuzione della velocità media nel tempo per simulazioni di lunga durata segue la distribuzione di Rayleigh:

$$P_R(V_{hub}) = 1 - \exp \left[-\pi \left(\frac{V_{hub}}{2V_{ave}} \right)^2 \right] \quad (4.2)$$

dove V_{ave} è pari a $0,2 \cdot V_{ref}$.

Nota quindi la velocità del vento è possibile calcolare la distribuzione di essa nell'arco dell'anno. Inoltre, secondo gli standard proposti nel *DNV-OS-J101* il calcolo del carico aerodinamico sul rotore e sulla torre può essere determinato attraverso la creazione di un modello aerolastico, generalmente effettuata grazie a software di calcolo.

4.3 Standard design della fondazione

Il design geotecnico deve prendere in considerazione la resistenza e la deformazione sia della struttura che del terreno di fondazione; quindi, lo studio deve essere rivolto all'interazione struttura-terreno.

Secondo gli standard definiti da *DNV-OS-J101* nella sezione C 200 *Design criteria for monopile foundations* [10], il calcolo del palo di fondazione soggetto al carico laterale e a

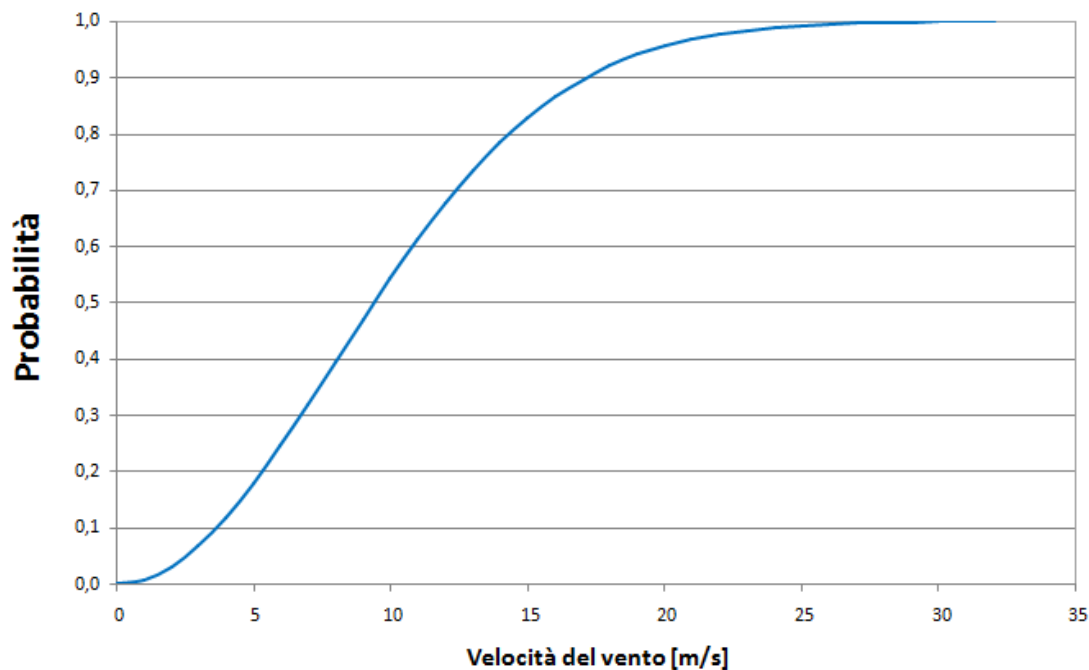


Figura 4.5: Distribuzione di probabilità del vento.

momento può essere fatto mediante l'analisi del palo discretizzato in elementi strutturali, interconnessi da nodi; invece, il terreno che conferisce il supporto laterale può essere schematizzato da molle in termini di curve p-y, posizionate in corrispondenza di ogni nodo. Gli aspetti essenziali da prendere in considerazione nel dimensionamento della fondazione di una pala eolica offshore sono:

- effetto del carico ciclico;
- interazione terreno-struttura;
- influenza dello scavo.

La presenza del **carico ciclico** influenza enormemente le proprietà del suolo e per questo diventa rilevante nel dimensionamento della struttura di fondazione. L'effetto della variazione ciclica delle tensioni provoca un aumento progressivo della pressione interstiziale. Tale accumulo di pressione nei pori, accompagnata dall'aumento di deformazione a taglio del terreno per il carico ciclico e permanente, può ridurre significativamente la resistenza del terreno. Questi effetti saranno tenuti in considerazione nella definizione

delle curve p-y rappresentative della reazione del terreno. Altri aspetti rilevanti che possono influenzare le proprietà del terreno sono: gli effetti indotti dalle onde nei casi ci sia una singola o una successione di tempeste (storm surge) e l'eventuale presenza di forze sismiche. In questi casi il degrado dovuto all'effetto di carichi ciclici sulle proprietà del terreno deve essere valutato per le condizioni specifiche del sito e considerate in fase di progettazione.

La valutazione dell'effetto di **interazione suolo-struttura** si basa su un'analisi integrata dell'intero sistema. Nel corso dell'elaborato verrà creato un modello con l'ausilio di un software, in cui è possibile definire una curva di interazione suolo-struttura con rigidità e resistenza rappresentativi del caso in esame.

In generale, il rischio della **formazione e sviluppo dello scavo** attorno alla fondazione della struttura deve essere preso in considerazione a meno che non sia dimostrabile che il terreno non sia soggetto a scavo per il range di velocità della corrente previsto in prossimità della fondazione. Quando una struttura è fondata nel fondale marino, il flusso d'acqua associato a correnti stazionarie e al passaggio di onde implica la movimentazione e il trasporto di particelle. La presenza stessa della fondazione provoca la variazione locale del flusso, quindi l'aumento della capacità di trasporto solido. Nel caso di fondale erodibile è quindi indispensabile prender in considerazione la presenza dello scavo attorno alla struttura e le inevitabili conseguenze che esso ha sulla stabilità e sulla vita della struttura e della sua fondazione. Secondo gli standards *DNV-OS-J101* l'effetto dello scavo, qualora fosse rilevante, deve essere messo in conto attraverso uno dei seguenti metodi:

1. progettazione e messa in opera di adeguati sistemi di protezione attorno alla struttura dopo l'installazione della fondazione;
2. monitoraggio e sorveglianza periodica del fondale per il controllo dell'evoluzione dello scavo, previsione di lavori di risanamento qualora venga rilevata una profondità di scavo significativa;
3. progettazione della fondazione e scelta di materiali strutturali tali da resistere, anche nel caso in cui si verifichi la formazione dello scavo.

Meccanismo di erosione attorno ai pali

5.1 Influenza dello scavo nel design della fondazione

Le strutture offshore fondate in sabbia sono soggette a fenomeni erosivi alla base della fondazione. Quando la struttura è collocata offshore, la sua presenza causa un incremento locale della velocità del flusso d'acqua che può portare allo scorrimento, sollevamento e trasporto delle particelle del fondale, creando un foro attorno al palo. Questo fenomeno erosivo è definito *scour*.

La presenza o meno dello scavo ha una notevole influenza in fase di progettazione; in particolare nel verificare la stabilità dell'intera struttura, nel calcolo della frequenza naturale del sistema e nella verifica del comportamento a fatica del sistema di supporto. Si può quindi affermare che il manifestarsi del fenomeno erosivo influenza molti aspetti del design di una pala eolica, di seguito sono riportati quelli essenziali.

Stabilità strutturale

Nella maggior parte dei casi le pale eoliche sono fondate su un monopalo che supporta la struttura trasferendo lateralmente il carico. Gran parte del carico laterale è trasferito al terreno in corrispondenza degli strati più superficiali, per cui l'entità dello scavo al piede assume notevole rilevanza. Con la presenza dello scour la resistenza del terreno di fondazione diminuisce per due effetti:

- La rimozione degli strati superficiali comporta la completa perdita di resistenza laterale per tutta la profondità lungo la quale si realizza lo scavo;

- Con l'approfondirsi dello scavo (locale e globale) sparisce il contributo degli strati di terreno superiori e con tale diminuzione della sovrappressione si ha la riduzione del valore limite della resistenza degli strati sottostanti.

Per queste due ragioni nel caso in cui ci sia erosione può essere necessario infiggere il palo per una profondità maggiore per garantire un adeguato livello di sicurezza. In figura 5.1 è illustrata la variazione geometrica del fondale e dello stato tensionale distinguendo gli effetti dovuti allo scavo globale e allo scavo localizzato. Lo scavo globale crea un abbassamento generalizzato del fondale molto esteso in superficie, per questa ragione ad ogni profondità si ha una riduzione delle tensioni efficaci proporzionale all'entità dello scavo stesso. Lo scavo localizzato è circoscritto ad una zona assumibile pari a $2,5D$ per questa ragione il suo effetto ha un'influenza limitata negli strati più profondi.

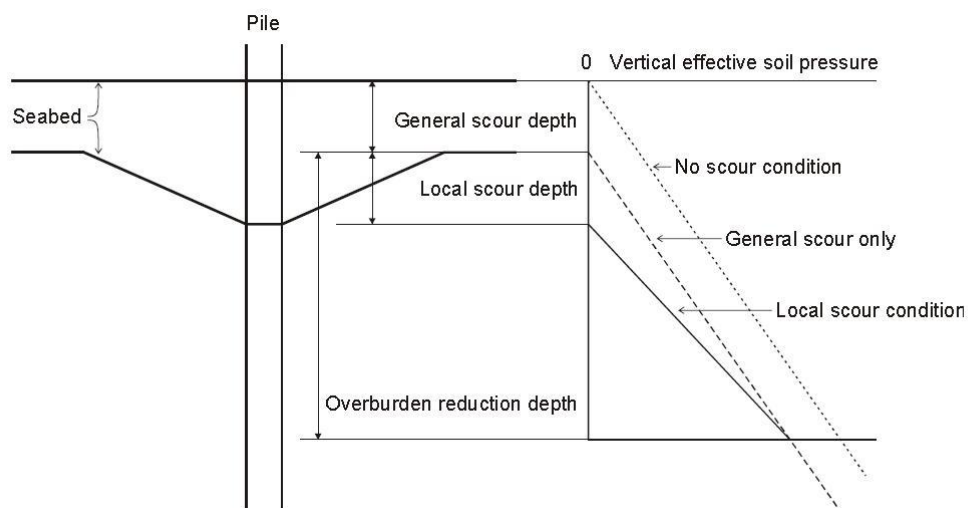


Figura 5.1: Rappresentazione della variazione geometrica del fondale e dello stato tensionale per effetto dello scavo.

Frequenza naturale

Le pale eoliche offshore sono costantemente soggette a carico dinamico dovuto a vento, onde e rotazione delle pale, per cui la progettazione della torre deve essere tale da garantire che la frequenza naturale della struttura non coincida con le frequenze di oscillazione generate dai carichi esterni. La presenza dello scavo comporta la diminuzione della frequenza naturale della struttura, che solitamente si avvicina a quella generata dalle onde [19]. Le frequenze di oscillazione di interesse del problema sono riportate in

tabella 5.1 [26].

Qualora sia consentita la realizzazione dello scavo omettendo la protezione al piede è importante verificare che la frequenza non subisca variazioni eccessive per evitare fenomeni di risonanza..

Tabella 5.1: Sensitività della prima frequenza naturale della struttura di supporto.

External excitations		
Wave frequency	$\approx 0,1 Hz$	
1 P - Rotor frequency	$0,37 Hz$	
3 P - Blade passing frequency	$1,1 Hz$	
Tubular tower - monopile		
	1 st n. f.	Difference
No scour	$0,29055 Hz$	
General scour	$0,28360 Hz$	+2,4%
Local scour	$0,27771 Hz$	+4,4%

Comportamento a fatica

L'influenza dello scavo nella resistenza a fatica è oggetto di studio in questa tesi e sarà approfondito nei capitoli successivi. Preliminarmente è possibile osservare che all'aumentare dello scavo aumenta il range di variazione delle tensioni in una determinata sezione, ciò naturalmente comporta un aumento di accumulo del danno nell'arco temporale. Gli anni di vita della struttura nel caso in cui lo scavo si realizzi sono di gran lunga inferiori rispetto al caso in cui sia prevista la posa in opera della protezione. La soluzione che si può adottare per il problema è l'aumento dello spessore della sezione con il fine di garantire la salvaguardia dell'opera per un'età minima di 20 anni.

Cavo di connessione

Un altro problema è l'assenza di protezione nei confronti del cavo di connessione. Generalmente è disposto un tubo a J in PVC contenente il cavo in uscita dalla turbina, questo viene poi stabilizzato sotto una piccola berma. Senza misure supplementari, il cavo in uscita dal tubo si romperebbe in quanto sottoposto alla continua azione di onde e correnti. La figura 5.2 mostra una modalità di estensione del J-tube, che potrebbe

rappresentare una soluzione semplice a questo problema [19].

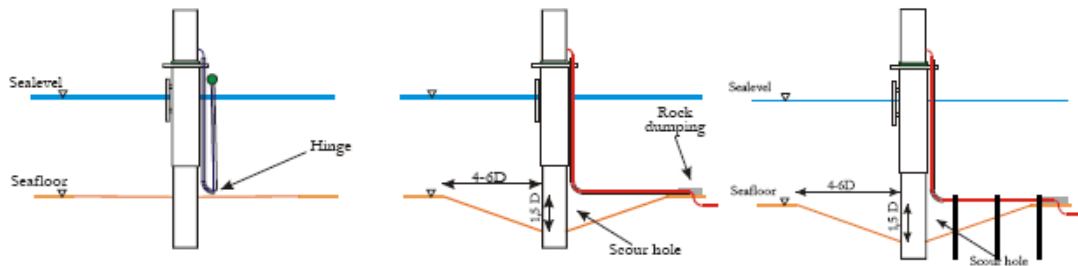


Figura 5.2: Estensione del tubo a J per coprire la zona corrispondente al buco d'erosione.

5.2 Formazione dei vortici alla base del palo

Il fenomeno idraulico dell'erosione localizzata è assimilabile a quello, ben descritto in letteratura, che si verifica alla base delle opere di fondazione in ambito fluviale; in questi casi l'asportazione di materiale dalla base delle pile e delle spalle può creare problemi di stabilità alla struttura, conducendo allo scalzamento della fondazione. Per il caso specifico del fenomeno dello scour alla base dei pali delle turbine eoliche sarà di seguito analizzato il meccanismo di formazione dei vortici [7].

La figura 5.3 descrive il processo in condizioni di velocità stazionaria. La presenza del palo nel mare comporta una decelerazione del flusso nella parte a monte del palo con conseguente innalzamento del pelo libero. La sovrappressione che si viene a creare innesca delle correnti discendenti (downflow) che si muovono verso il basso lungo il paramento di monte del palo; una volta che queste hanno raggiunto il fondale, agiscono su di esso come un getto verticale fino a creare vortici ad asse orizzontale. La struttura vorticososa si estende anche ai lati del palo assumendo andamento elicoidale tipicamente denominata a ferro di cavallo (horseshoe vortex). Questi sono la causa principale dell'erosione al piede dell'opera. Nella parte posteriore del palo conseguentemente al distacco della vena liquida, si vengono a creare dei vortici ad asse verticale, detti vortici di scia (wake vortices), che comportano l'asporto di materiale direttamente dal fondale a valle della pala. L'insieme delle combinazioni di questi fenomeni porta ad un aumento localizzato del trasporto solido.

In regime di corrente uniforme l'elemento chiave del processo di erosione è rappresentato

dai vortici a ferro di cavallo, che portando il sedime in sospensione, si combinano con l'effetto della contrazione della vena fluida ai lati del palo, erodendo il fondale intorno alla struttura. In questo caso l'inclinazione della buca erosa ha una forma a tronco di cono con due diverse inclinazioni sopraflutto o sottoflutto: la prima è circa uguale all'angolo di attrito interno, mentre la seconda è sensibilmente meno ripida (figura 5.6).

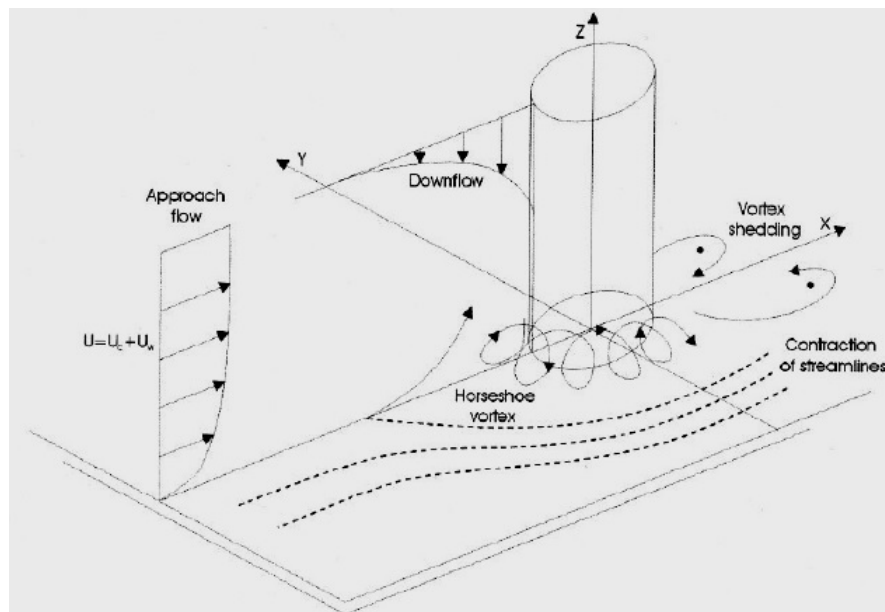


Figura 5.3: Rappresentazione delle alterazioni del fluido dovute alla presenza del palo.

5.3 Indagini sperimentali per la previsione della profondità di scavo

Numerosi studi si sono proposti di descrivere, sulla base di esperienze di laboratorio, il meccanismo di erosione attorno a fondazioni monopalo di turbine eoliche offshore, al fine di ottenere indicazioni utili alla progettazione della protezione al piede. Nel dettaglio, ci si propone di esaminare i meccanismi di formazione dello scavo localizzato attorno a pali larghi in presenza di onde e correnti per fondale caratterizzato da sedimento non coesivo. La recente tendenza a costruire turbine di diametro sempre di maggiore potenza si accompagna alla necessità di ricorrere a pale di dimensioni sempre maggiori, pali più lunghi e con diametri maggiori, con valori del rapporto $h/D \leq 1$ (con h =fondale e D = diametro del palo). La maggior parte delle equazioni empiriche che predicano

la profondità della buca erosa forniscono dei risultati che sovrastimano il problema, soprattutto se si tratta di strutture per le quali il rapporto tra la profondità dell'acqua e il diametro è troppo piccolo affinché i vortici della turbolenza si sviluppino completamente: questo è appunto il caso di pali larghi. Saranno in seguito riportati i risultati relativi ad alcuni studi che tengono conto del problema dell'erosione per pali larghi.

Per lo studio del trasporto solido è necessario introdurre il parametro di Shields definito come.

$$\theta = \frac{u_f^2}{g(s-1)d} \quad \text{con} \quad u_f = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_w}} \quad (5.1)$$

dove τ_0 è lo sforzo tangenziale al fondo, u_f è la velocità di attrito al fondo, g è l'accelerazione di gravità, s è la densità relativa dei grani rispetto quella dell'acqua e d è il diametro caratteristico dei grani. È possibile definire il valore critico del parametro di Shields θ_{cr} come il valore corrispondente all'inizio del moto:

$$\theta_{crit} = \frac{u_{s,crit}^2}{\rho' \cdot g \cdot d_{char}} \quad (5.2)$$

dove d_{char} è il diametro caratteristico dei grani, $\rho' = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ è la densità relativa dei sedimenti e la velocità critica di attrito è calcolabile in funzione del numero di Reynold dei grani:

$$u_{s,crit}^* = \frac{Re^* \cdot \nu_w}{d_{char}} \quad (5.3)$$

dove ν_w è la viscosità cinematica. Sono disponibili anche equazioni approssimate per il calcolo della velocità critica in funzione del diametro caratteristico dei grani:

$$\begin{aligned} u_{s,crit}^* &= 0,0115 + 0,00125 \cdot d_{char}^{1/4} \quad \text{per} \quad 0,1 \text{ mm} < d_{char} < 1 \text{ mm} \\ u_{s,crit}^* &= 0,0005 \cdot d_{50}^{0,5} + 0,0065 \cdot d_{char}^{-1} \cdot d_{char}^{1/4} \quad 1 \text{ mm} < d_{char} < 100 \text{ mm} \end{aligned} \quad (5.4)$$

Gli studiosi Sumer e Fredsoe (1993) hanno indagato l'effetto delle onde sulla profondità di erosione. Il processo nel caso di moto ondosio è governato dal numero di Keulegan-Carpenter

$$KC = \frac{U_m T_m}{D} \quad (5.5)$$

dove

U_m è il massimo valore della velocità orbitale al fondo;

T_m è il periodo dell'onda;

D è il diametro del palo.

Essendo il numero KC proporzionale all'ampiezza dell'onda e inversamente proporzionale

al diametro, se il suo valore è basso significa che il movimento orbitale delle particelle di acqua è molto piccolo rispetto al diametro del palo, ragion per cui i vortici possono non manifestarsi. D'altra parte valori troppo grandi di tale parametro rivelano un'ampiezza del moto delle particelle d'acqua tanto grande per cui ci si aspetta un comportamento tendente al caso di correnti uniformi.

In figura 5.4 si vede come S tenda ad un valore costante per $KC \rightarrow \infty$. Il valore costante è lo stesso che si ottiene per correnti uniformi $S/D = 1,3$.

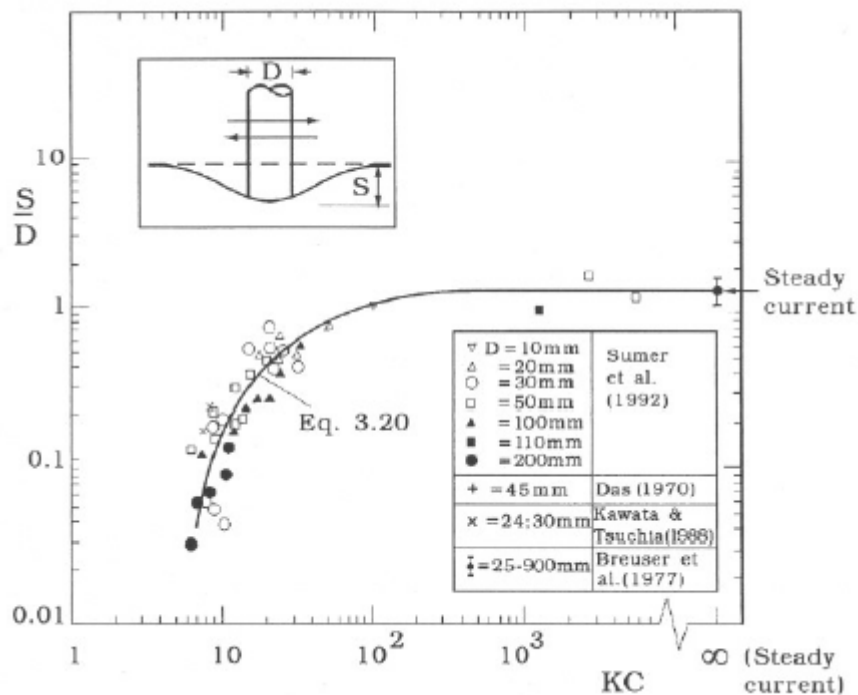


Figura 5.4: Analisi sperimentale di Sumer (1997).

A causa dei cambiamenti delle condizioni del mare, la profondità di scavo attorno al palo varia nel tempo. Come sarà approfondito in seguito, quando le correnti sono dominanti, la profondità di equilibrio tende approssimativamente a $1,3 \cdot D$ [10]. Nel caso in cui l'effetto delle onde sia predominante, la profondità di equilibrio è compresa tra $0,6$ e $1,3 \cdot D$.

Diversi studi hanno dimostrato che in presenza di determinate condizioni climatiche lo scavo generato da onde e correnti può essere riempito come illustrato in figura 5.5. Questo processo, che comporta la diminuzione della profondità di scavo, è noto come *backfilling*. La maggior parte delle ricerche condotte fino ad oggi sono rivolte allo studio

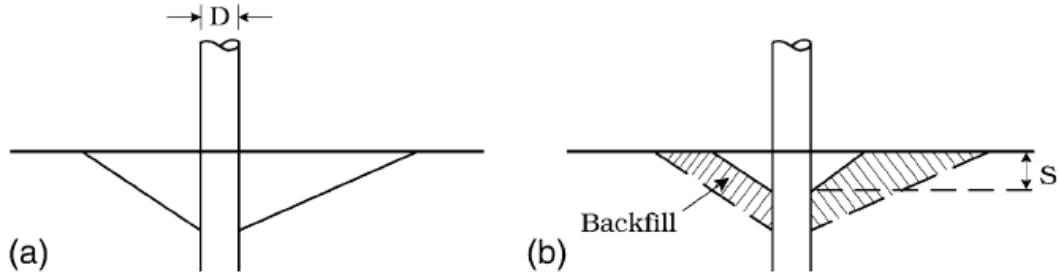


Figura 5.5: Rappresentazione schematica dello scavo: (a) scavo generato da correnti; (b) profondità di scavo conseguente al fenomeno del backfilling.

del fenomeno dello scour, solo negli ultimi anni sono stati condotti esperimenti per valutare entrambi questi fenomeni attraverso la realizzazione di modelli in piccola scala. La relazione empirica per il calcolo della variazione della profondità di scavo nel tempo durante il processo di scour è la seguente [23]

$$S(t) = S_{\infty} \cdot (1 - e^{-t/T}) \quad (5.6)$$

dove S_{∞} indica la profondità di equilibrio dello scavo, S indica la profondità di scavo al tempo t e T rappresenta il tempo di scala del processo di scour (equazione 5.8).

La valutazione empirica della profondità di scavo di equilibrio è calcolata come segue:

$$\begin{aligned} \text{correnti} \quad \frac{S_{\infty,c}}{D} &= 1.3 \pm 0.7 \quad \theta_{cr} < \theta \\ \text{onde} \quad S_{\infty,w} &= S_{\infty,c} \left(1 - e^{-0,03(KC-6)}\right) \quad \theta_{cr} < \theta, KC \geq 6 \end{aligned} \quad (5.7)$$

dove $S_{\infty,c}$ e $S_{\infty,w}$ sono le profondità di equilibrio rispettivamente nel caso siano presenti in sito rispettivamente solo correnti o solo onde, D è il diametro del palo, KC è il numero di Keulegan-Carpenter calcolato in prossimità del fondale, θ è il numero di Shields e θ_{cr} è il numero di Shields corrispondente alla condizione di moto incipiente.

Il tempo caratteristico per il calcolo dell'andamento della profondità di scavo con la formula 5.6 è espresso come segue:

$$T = \frac{D^2}{\sqrt{g d^3 \cdot (s-1)}} T^* \quad (5.8)$$

dove T^* è il tempo caratteristico normalizzato, dato dalle seguenti formule:

$$\text{correnti} \quad t_s^* = \frac{1}{2000} \cdot \frac{h}{D} \cdot \theta^{-2.2} \quad (5.9)$$

$$\text{onde} \quad t_s^* = 10^{-6} \cdot \left(\frac{KC}{\theta} \right)^3 \quad (5.10)$$

La relazione empirica per il calcolo della variazione della profondità nel tempo durante il processo di scour/backfilling è la seguente

$$S(t) = S_\infty + (S_0 - S_\infty) \cdot e^{-t/T} \quad (5.11)$$

dove S_∞ indica la profondità di equilibrio, S_0 indica la profondità di scavo iniziale, T rappresenta il tempo di scala del processo di scour/backfilling (equazione 5.8) e t è la variabile tempo.

Sumer e Fredsoe (2001) hanno esaminato il processo anche in caso si verifichi l'azione combinata di correnti e onde irregolari. In questo caso lo scavo iniziale è prodotto dalla corrente stazionaria e conseguentemente la profondità dello scavo diminuisce per il fenomeno del backfilling ogni qual volta l'effetto delle onde sia dominante su quello delle correnti. Per questa situazione la formula per il calcolo della profondità di scavo è la seguente:

$$\begin{aligned} \text{onde e correnti} \quad S_{\infty,cw} &= S_{\infty,c} \cdot \left(1 - e^{-A(KC-B)} \right) \\ A &= 0.03 + 0.751 \cdot r_{cw}^{2.6} \quad B = 6 e^{-4.7 r_{cw}} \\ \theta_{cr} < \theta \quad 4 &\leq KC \leq 26 \end{aligned} \quad (5.12)$$

dove $S_{\infty,cw}$ è la profondità di equilibrio nel caso effetto combinato di onde e correnti e r_{cw} è dato dal seguente rapporto di velocità:

$$r_{cw} = \frac{U_{c,D/2}}{U_{c,D/2} + U_{m0}}$$

dove $U_{c,D/2}$ è la velocità media della corrente alla distanza $D/2$ dal fondale e U_{m0} è la velocità caratteristica del flusso indotto da onde in corrispondenza del fondale. La profondità di equilibrio raggiunta nello scavo in caso di flusso combinato di onde-correnti è generalmente inferiore di quello iniziale generato dalla sola presenza della corrente.

Per quanto riguarda il meccanismo di erosione generato dalle correnti, risultano numerosi gli studi incentrati sulla valutazione dell'erosione alla base di pali in acque basse soggetti a correnti unidirezionali, mentre sono meno studiati i casi di pali soggetti a correnti di marea: lo studio più recente è riportato da Escarameia (1988) che, sulla base di pochi esperimenti (che peraltro non tengono conto di molti parametri) conclude che il flusso generato durante un ciclo di marea ha come risultato delle erosioni minori di quelle che si

generano per correnti unidirezionali. A supporto di questa tesi si afferma che una parte dell'erosione verificatasi nel primo ciclo di marea, viene colmata dai sedimenti trasportati successivamente nel secondo ciclo di ritorno. Nel caso di correnti di marea, durante

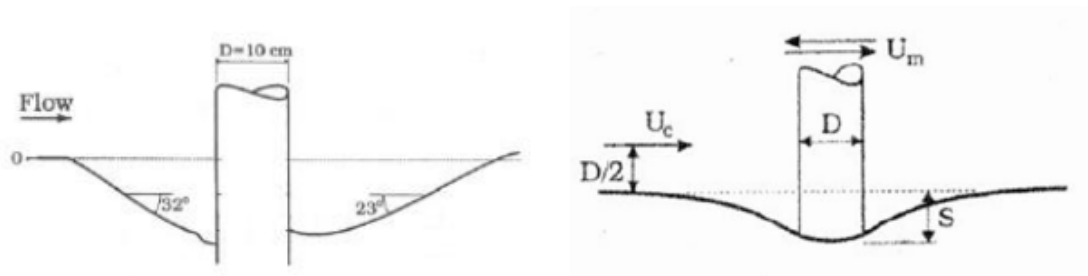


Figura 5.6: Sezione longitudinale della buca d'erosione (*a sinistra*) e in condizioni di corrente di marea (*a destra*).

la prima metà del ciclo, l'evoluzione della buca di erosione è del tutto analoga a quella delle correnti unidirezionali, appena il flusso si inverte, però, si assiste ad un parziale ri-riempimento della buca nella parte posteriore al palo (parte anteriore nel metà ciclo precedente) e ad un avanzamento dell'erosione nella parte anteriore (parte posteriore nel metà ciclo precedente) e quindi anche ad un inversione della zona nella quale si forma la buca di erosione. Il susseguirsi di tale meccanismo porta ad un allargamento bidirezionale della buca erosa (figura 5.6) che assume una forma simmetrica.

Nel 2005 presso il laboratorio marittimo del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Aalborg (Denmark) [20] ha condotto diversi studi col fine di descrivere il fenomeno dell'erosione attorno a fondazioni monopalo di turbine eoliche offshore, in particolare modo per:

- Determinare la profondità massima d'erosione per correnti di marea e verificare se questa risulta minore di quella per correnti unidirezionali di pari intensità, come ipotizzato da Escarameia (1988).
- Investigare l'evoluzione temporale della buca erosa per correnti di marea e unidirezionali, per basse profondità relative $0,5 \leq h/D \leq 3$.

Le prove sono state effettuate in un canale lungo 25 metri (figura 5.7), largo 1,2 m e profondo 1,5 m attrezzato con un generatore di onde controllato in grado di generare sia onde regolari che irregolari. Il canale era inoltre equipaggiato con una pompa centrifuga di capacità pari a 650 l/s per la generazione di correnti capace di invertire il flusso. I

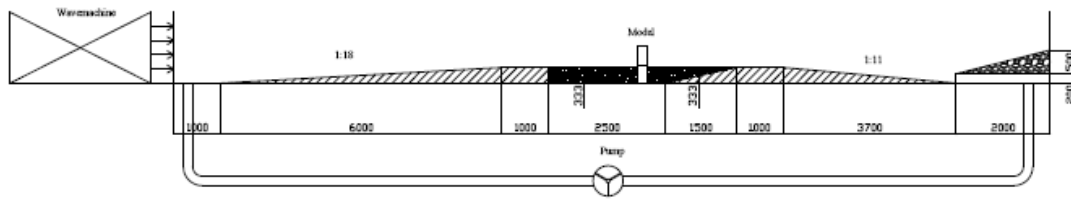


Figura 5.7: Schema del canale utilizzato durante le prove presso Aalborg (2005).

modelli dei pali erano tubi lisci di diametro pari a 0,10 m e 0,20 m con tre diverse altezze d'acqua di 0,10 m, 0,17 m e 0,29m. È assunto che il prototipo fosse in scala circa 30:1 rispetto al modello reale. La sabbia utilizzata ha diametro $d_{50} = 0,15 \text{ mm}$ e peso specifico $\gamma_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$.

Durante i test nel confronto della buca erosa per correnti monodirezionali e di marea è emerso che a parità di intensità di corrente, profondità d'acqua e dimensioni del palo, raggiunta la profondità di equilibrio, l'erosione in caso di correnti monodirezionali è asimmetrica ed allungata, mentre quella per correnti di marea si presenta più simmetrica e circolare. Inoltre nel caso di correnti di marea il volume eroso davanti e dietro al palo non aumenta monotonicamente: ai lati si assiste ad un processo di continua erosione, mentre nella parte anteriore e posteriore al palo si susseguono deposito ed erosione di intensità decrescente. Dai dati ottenuti dai test si è visto che la profondità della buca erosa S nel caso di correnti di marea non raggiunge valori sostanzialmente diversi nel caso unidirezionale (figura 5.8), ma i volumi erosi sono maggiori poiché l'erosione diventa simmetrica: volume eroso $V/D^3 \approx 13$ per corrente unidirezionale, $V/D^3 \approx 16$ in condizioni di marea.

L'ultimo caso di indagine cui si può far riferimento riguarda la profondità di scavo nel caso di onde frangenti. Gli studi da Peter Frigaard e Leen De Vos presso l'Università di Aalborg (Denmark). I risultati dimostrano che nel caso di onde frangenti non si verifica uno scavo maggiore rispetto al caso di onde non-frangenti. Il risultato è legato al fatto che la velocità elevata dell'acqua, che caratterizza le onde frangenti, è concentrata nella parte più superficiale (fino a $1/2$ o $2/3$ della profondità del fondale), mentre nella parte più bassa rimane limitata, a valori comparabili con il caso di onde non frangenti.

Dalle prove eseguite risulta che lo scavo massimo di erosione che si può formare attorno a pali di grosso diametro è di circa $S/D = 1,3$, una profondità sufficiente a mettere a rischio la stabilità della struttura.

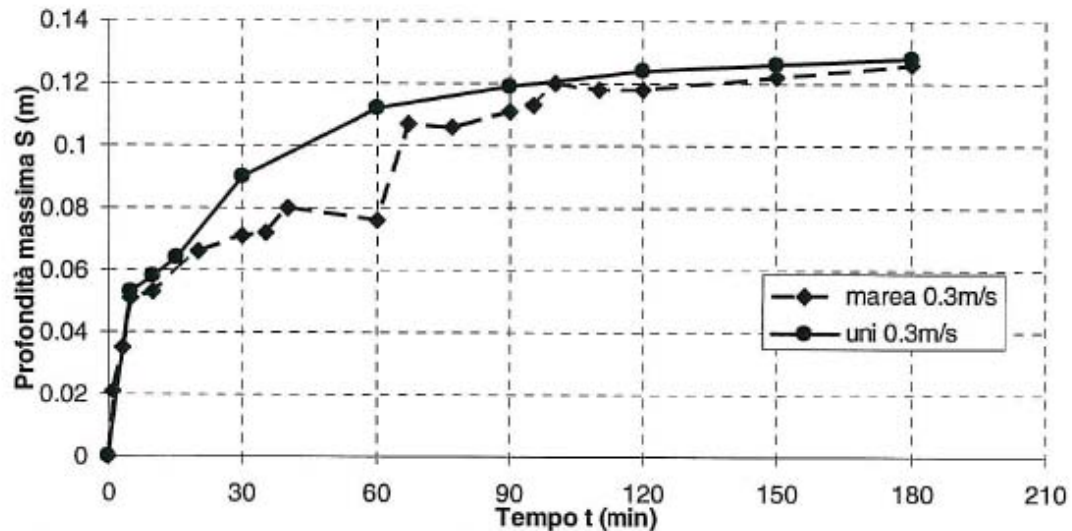


Figura 5.8: Prove di lunga durata in presenza di corrente unidirezionale (linea continua) o in caso di marea (linea tratteggiata).

Queste sperimentazioni assumono oggi particolare rilievo perchè molti studi sono rivolti a verificare la possibilità di adottare una soluzione progettuale che non preveda la protezione del fondale con una gettata di massi naturali. Si cerca quindi di risolvere il problema tenendo conto della presenza dello scavo in fase di design della fondazione. Inoltre negli ultimi anni sono stati condotti diverse esperienze su modello per riuscire a prevedere la time history della profondità dello scavo, in modo da riuscire a determinare in quale misura la presenza del fenomeno del backfilling possa influire nella progettazione della struttura. Come illustrato in figura 5.5, il materiale depositato in presenza di moto ondoso aumenta il supporto fornito dal terreno al palo, questo fenomeno può influenzare il comportamento della fondazione e potrebbe assumere un ruolo rilevante in fase di design; in particolare per arrivare ad ottimizzare il design della fondazione per lo stato limite di fatica nel caso si voglia adottare la soluzione non protetta. Infatti, da alcune analisi fatte sulla base delle equazioni precedenti nel caso pali di grosso diametro collocati in un sito in cui sia presente un'azione combinata di onde e correnti per le caratteristiche del flusso la profondità dello scavo oscilla tra quella minima pari a circa $0,6 \cdot D$, che si verifica al termine di una mareggiata e dovuta al fenomeno del backfilling creato dalle onde, e quella massima circa pari a $1,3 \cdot D$ dovuta all'azione delle correnti.

5.4 Protezione al piede

La messa in opera della protezione al piede è certamente la contromisura più adottata al giorno d'oggi per risolvere il problema i problemi legati alla presenza della buca d'erosione alla base della struttura. Il criterio normalmente utilizzato è quello di impiegare massi che siano stabili per una corrente stazionaria di intensità pari a quella massima. I tipi di materiali usati sono generalmente massi naturali o blocchi artificiali. L'estensione della protezione deve essere pari all'incirca l'estensione della buca erosa all'equilibrio che si svilupperebbe in assenza di questa. Questa soluzione porterebbe a proteggere zone lontane anche $2,5 \cdot D$ dalla struttura e all'utilizzo di enormi volumi di materiali, in modo da garantire l'allontanamento dal palo anche della buca che si forma al piede della protezione stessa. Nei seguenti paragrafi sono illustrati due diversi approcci per realizzare la protezione con massi.

5.4.1 Protezioni statiche

Per realizzare una protezione statica, si adottano più strati di massi con differenti diametri sovrapposti secondo la regola dei filtri, posizionati a berma attorno alla fondazione con uno spessore minimo non inferiore a 2-3 volte il diametro medio ed un'estensione circa pari a quella massima calcolata della buca erosa. Ancora prima dell'installazione della turbina stessa viene posizionato un filtro (geo-tessuto o un materiale fine) sul quale poggiare la protezione per prevenire la perdita di sabbia sotto di essa. In figura 5.9 è riportato un esempio di progettazione di protezione al piede per una pala eolica offshore da 3 MW con diametro 3,5 metri, costituita da 3 strati di rocce collocate sul fondale. Questa tecnica di protezione prevede un costo indicativo di € 350 000 [19].

5.4.2 Protezioni dinamiche

Nel caso di protezione dinamica, si accetta lo sviluppo di una buca di erosione intorno alla fondazione della turbina, evitando ovviamente di raggiungere la profondità di scavo massima, per poi colmarla con rocce che in generale sono in quantità minore e più piccole rispetto a quelle della protezione statica in quanto devono resistere ad uno stress di fondo più basso. Per il progetto devono essere specificati: la massima profondità e ampiezza della buca erosa accettati prima dell'intervento sotto l'azione delle onde di progetto e

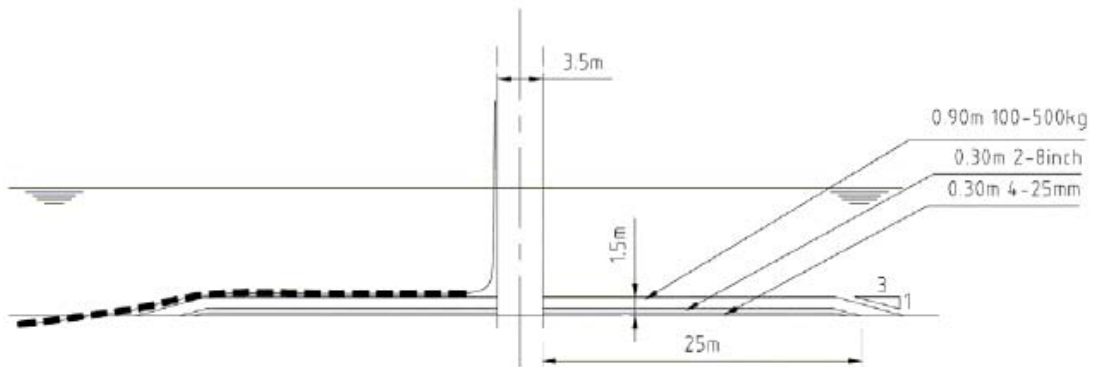


Figura 5.9: Esempio di progettazioni di protezione al piede statica.

delle correnti, le dimensioni e range di appartenenza delle rocce e la profondità della buca erosa una volta riempita.

Questo tipo di protezione prevede un basso costo, conseguente alla minore dimensione dei massi e alla loro minore quantità, e il monitoraggio continuo dell'evoluzione della buca. È particolarmente adatta per acque molto basse poiché la protezione così non si avvicina troppo alla superficie.

Modello di analisi

6.1 Caratteristiche della pala eolica

Il National Renewable Energy Laboratory (NREL), il principale laboratorio di ricerca sulle energie rinnovabili dell'US Department of Energy, ha effettuato numerosi studi con lo scopo di migliorare la tecnologia eolica offshore dal punto di vista tecnico e di renderla commercialmente competitiva. Per affrontare questi studi con il fine di ottenere informazioni utili, sono stati scelti dati di input realistici e standardizzati. Con l'obiettivo di stabilire le specifiche dettagliate di una turbina eolica rappresentativa, è stato quindi redatto un rapporto tecnico, chiamato "*Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development*", contenente le specifiche della turbina di riferimento "NREL offshore 5-MW baseline wind turbine" e la logica utilizzata per il suo sviluppo. Sulla base di queste indicazioni sono stati scelti i parametri per caratterizzare la turbina utilizzata in questa tesi, in quanto questi sono diventati lo standard per l'analisi e lo sviluppo nel settore e sono utilizzati da migliaia di progettisti, produttori e ricercatori negli Stati Uniti e a livello internazionale. Per facilitare la credibilità e la capacità di adattamento degli strumenti nel settore, essi sono messi a disposizione del pubblico come open source gratuita.

La pala eolica di riferimento è dotata di un rotore a tre pale di diametro 126 metri, posizionato sopravento, che raggiunge una velocità massima di 12,1 rpm, e ha una velocità nominale del vento di 11,4 m/s. Il mozzo della turbina è collocato ad un'altezza di 90 metri sul livello medio mare; inoltre, è stato ipotizzato che la pala sia installata

ad una profondità del fondale pari a 10 metri. La torre della turbina e il monopalo di fondazione sono modellati con una sezione tubolare continua. Si assume che l'acciaio di cui è costituita la torre abbia una densità di 8500 kg/m^3 e un modulo di elasticità di $2,1 \cdot 10^5 \text{ MN/m}^2$. La torre ha diametro esterno e spessore linearmente crescente: in corrispondenza della sezione di attacco alla struttura di supporto ha un diametro di 6 m e uno spessore di 0,027 metri, per arrivare ad un diametro esterno di 3,87 metri e uno spessore di 0,019 metri in corrispondenza del punto di connessione con la navicella [14]. La struttura di fondazione del modello base non è stata univocamente definita, per cui si procede assumendo una profondità minima di infissione di 36 metri, pari al valore consigliato pari a 6 volte il diametro. La struttura di supporto e di fondazione sono state modellate con un diametro esterno costante di 6 m e uno spessore costante di 6 cm per tutta la lunghezza [16].

Nel corso delle diverse simulazioni saranno fatti variare la profondità di infissione e lo spessore della sezione tubolare per lo studio della resistenza a fatica di alcune sezioni della fondazione e nel contempo garantire la stabilità dell'opera al variare della profondità di scavo attorno al palo.

Tabella 6.1: Proprietà della pala eolica NREL 5-MW Baseline. [*Dati NREL*]

Potenza nominale generata	5 MW
Orientazione del rotore	upwind
Configurazione del rotore	3 pale
Diametro del rotore	126 m
Altezza del mozzo	90 m
Velocità del vento di avviamento e di arresto della pala	3 m/s, 25 m/s
Velocità nominale del vento	11.4 m/s
Velocità avviamento e nominale del rotore	6.9 rpm, 12.1 rpm
Massa del rotore	110 000 kg
Massa della navicella	240 000 kg
Massa della torre	347 460 kg

6.2 Calcolo dei carichi agenti

Nel presente elaborato per il calcolo delle sollecitazioni si è scelto di considerare come carico agente quello dato dal vento sul rotore della turbina. La sollecitazione in testa

al palo per effetto delle onde risulta essere circa un millesimo rispetto quella generata dall'effetto del vento [6], per questa ragione si è potuto ritenere trascurabile l'azione del mare agente sulla struttura. È stato quindi indispensabile simulare l'azione del vento sul rotore attraverso un modello aeroelastico creato utilizzando in sequenza tre softwares: *TurbSim*, *AeroDyn* e *FAST*. Essi sono stati realizzati e messi a disposizione dall'ente governativo americano National Renewable Energy Laboratory (NREL).

Come consigliato dal NREL, la simulazione usata per estrapolare i carichi può essere riassunta in un approccio a due step: il primo consiste nel calcolo della velocità del vento, che viene inserito come input nel secondo step, che consiste nella simulazione aeroelastica nel tempo di una turbina eolica in esercizio. Il risultato di quest'ultima simulazione sono i carichi veri e propri agenti sulla turbina.

Nei paragrafi seguenti saranno illustrati più in dettaglio i programmi di calcolo utilizzati.

6.2.1 Simulazione del vento e del carico aerodinamico

Il primo passo è stato quello di operare con *TurbSim* [5], un simulatore di flusso di vento, che sfrutta modelli statistici per generare il campo di flusso su una griglia fissa nello spazio e posizionata normale alla direzione del vento, come illustrato in figura 6.1. Per ogni punto è generato un vettore a tre componenti (u , v e z) che va complessivamente a rappresentare un campo di vento random variabile nel tempo. La griglia scelta ha dimensioni 15 x 15 punti, che equivale ad una larghezza di 137 metri nelle due direzioni, risultando di una grandezza tale da coprire il piano del rotore anche nel caso si verificano gli spostamenti in corrispondenza della sommità della torre [8].

Con riferimento agli standard IEC [9] si assume che il sito di installazione della pala appartenga alla classe I-B, che prevede un regime di vento nel sito di installazione con le seguenti caratteristiche:

$$V_{ref} = 50 \text{ m/s} \quad I_{ref} = 0,14$$

Il livello di turbolenza è calcolato con la seguente formula:

$$\sigma_1 = I_{ref} (0,75 \cdot V_{hub} + 5,6)$$

In figura 6.3 è rappresentato l'andamento del vento nel tempo in direzione x per alcune intensità considerate.

Come già anticipato, per simulazioni di lungo periodo, si prevede che la distribuzione

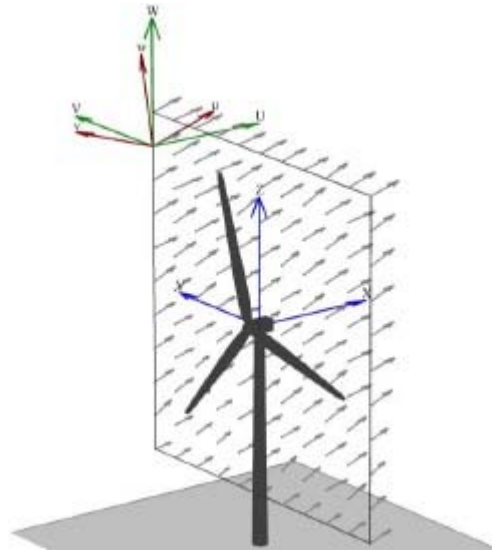


Figura 6.1: Componenti del flusso di vento sulla griglia del piano del rotore.

annuale della velocità del vento segue la legge di Raleigh:

$$P_R(V_{hub}) = 1 - \exp \left[-\pi \left(\frac{V_{hub}}{2V_{ave}} \right)^2 \right] \quad V_{ave} = 0,2 \cdot V_{ref}$$

Per ogni velocità del vento compresa tra 3 m/s e 25 m/s ad intervalli di 2 m/s, sono

Tabella 6.2: Distribuzione di probabilità del vento.

u_{hub}	[m/s]	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23	25
$P_{r,acc}$	[%]	8,72	12,82	14,88	14,90	13,32	10,82	8,06	5,54	3,53	2,09	1,15	0,59

state effettuate due simulazioni di durata pari a 660 secondi, dove i primi 60 secondi sono stati eliminati per non ottenere risultati influenzati dagli sbalzi di avviamento della turbina [22].

In figura 6.2 è riportata la probabilità di accadimento di ogni velocità considerata nell'intervallo di operatività della pala eolica.

Una volta che è stato generato il campo di velocità, la forza aerodinamica sul rotore è calcolata con l'uso del programma AeroDyn [21], che è integrato in FAST. La forza aerodinamica sulle pale è calcolata utilizzando la geometria del profilo alare definita per diverse sezioni per tutta la lunghezza di ogni pala (tabella A.1, le velocità caratteristiche di rotazione del rotore e l'angolo di rotazione del sistema blade-pitch control. Nello stu-

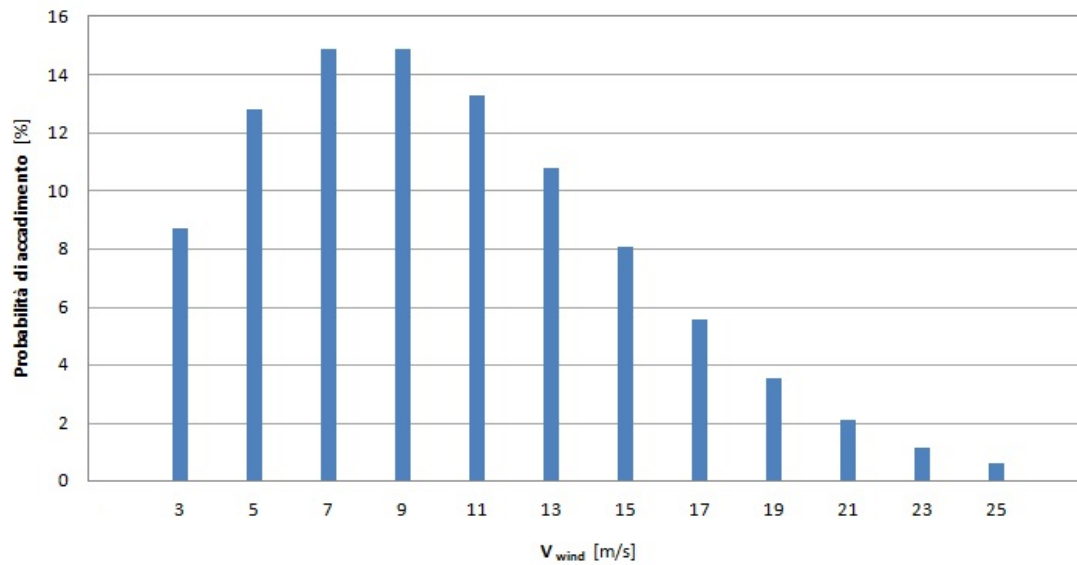


Figura 6.2: Probabilità di accadimento della velocità del vento.

dio il sistema di controllo del pitch gioca un ruolo chiave in quanto questo meccanismo di controllo influenza significativamente il carico sulle pale e sulla torre. Tale meccanismo interviene quando la velocità istantanea del vento eccede quella nominale del vento, in questo caso il blade-pitch control interviene in modo da diminuire il carico agente sulla singola pala del rotore attraverso la rotazione della stessa. In questo modo la produzione di energia è mantenuta costante anche per velocità del vento superiori di quella nominale.

I dati input utilizzati per creare il modello aerolastico sono riportati in appendice A.

6.2.2 Risposta dinamica della torre

La risposta dinamica dell'insieme rotore-torre è calcolata con l'ausilio del codice FAST (Fatigue, Aerodynamics, Structures, and Turbulence) [15]. Il software è stato elaborato da un gruppo di partner internazionali, conosciuto come International Electrotechnical Commission Loads Extrapolation Evaluation Exercise (IEC), la cui missione è quella di esaminare una serie di questioni riguardanti i metodi di estrapolazione dei dati e di formulare norme di progettazione. Il software è in grado di prevedere sia carichi estremi che carichi di fatica di turbine eoliche a due o tre pale ad asse orizzontale e nel caso di pale eoliche onshore e offshore.

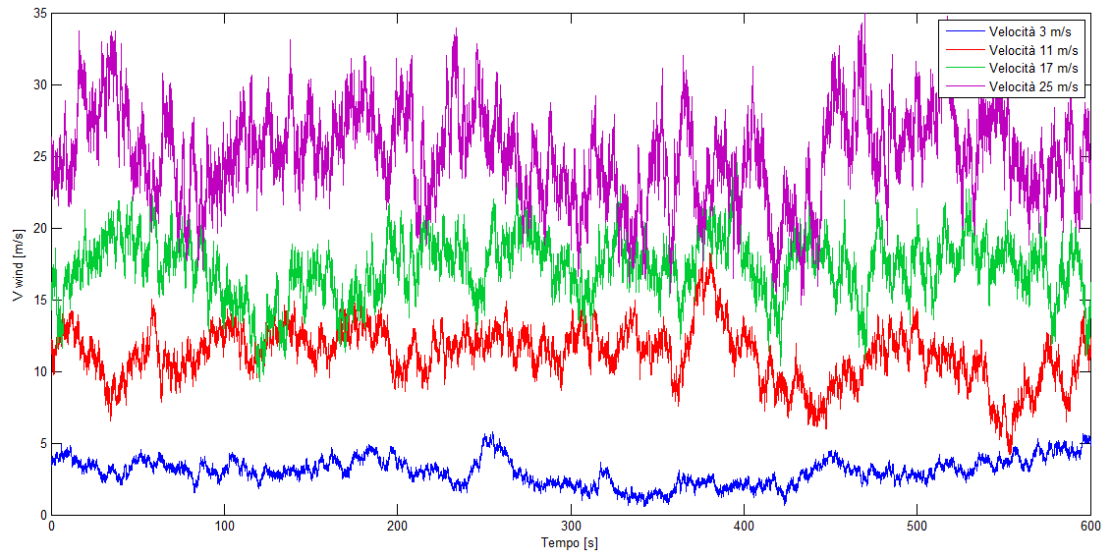


Figura 6.3: Grafico dell'andamento nel tempo di alcune intensità di vento. [Dati *TurbSim*]

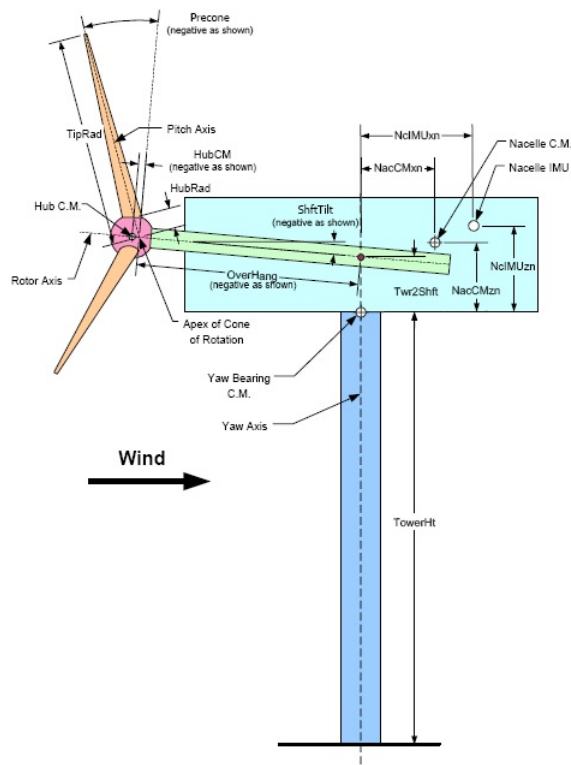


Figura 6.4: Layout di una turbina upwind a tre pale. [*FAST User's Guide*]

Come si può notare in figura 6.4 lo schema adottato da FAST suppone che la pala sia incastrata alla base della torre, quindi risulta più complessa la valutazione del comportamento della fondazione. Per procedere si assume che la forza agente in sommità della torre non sia influenzata dal vincolo alla base. Sono state ottenute come dati in output da FAST le forze F_x e F_y agenti nelle due direzioni e riportate in appendice B per tutte le intensità di vento analizzate; queste saranno poi utilizzate per costruire il modello completo struttura-fondazione.

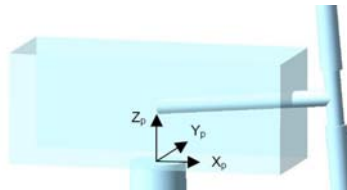


Figura 6.5: Sistema di riferimento. [FAST User's Guide]

Per la definizione della geometria di tutti i componenti della pala indicati in figura 6.4 si fa riferimento sempre alle proprietà della turbina NREL 5 MW baseline indicate nel rapporto tecnico Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development [14].

6.3 Creazione del modello

SeismoStruct è un programma agli Elementi Finiti per il calcolo strutturale, in grado di predire il comportamento di strutture tridimensionali soggette a carichi statici e dinamici. Per la creazione del modello sono state scelte innanzitutto le caratteristiche della torre sulla base dei dati in input già utilizzati per FAST. In tabella 6.3 sono riportate le proprietà degli elementi che costituiscono la torre sopra il livello medio mare. Come già spiegato in precedenza si suppone che la struttura sia installata in un fondale di profondità pari a 10 metri. Il modello è stato ragionevolmente semplificato assegnando le stesse caratteristiche geometriche e strutturali al tratto immerso della struttura e al palo di fondazione [8], in aggiunta alla fondazione infissa nel terreno è stata attribuita una massa di entità pari a 55 t/m per tener conto della presenza del terreno all'interno della sezione cava. Lo spessore della sezione in acciaio cava cilindrica è fatta variare nel corso delle diverse simulazioni, mentre il diametro è mantenuto costante pari a 6 metri. Il palo di fondazione è stato discretizzato assumendo per la metà superiore del palo un

Tabella 6.3: Proprietà distribuite della torre. [*Dati NREL*]

HtFract	MassDen	TwStif	TwGJStif	TwEAStif
[-]	[kg/m]	[Nm ²]	[Nm ²]	[N]
0.0	5590,87	614,343E9	472,751E9	138,127E9
0.1	5232,43	534,821E9	411,558E9	129,272E9
0.2	4885,76	463,267E9	356,495E9	120,707E9
0.3	4550,87	399,131E9	307,141E9	112,433E9
0.4	4227,75	341,883E9	263,087E9	104,450E9
0.5	3916,41	291,011E9	223,940E9	96,758E9
0.6	3616,83	246,027E9	189,323E9	89,357E9
0.7	3329,03	206,457E9	158,874E9	82,247E9
0.8	3053,01	171,851E9	132,244E9	75,427E9
0.9	2788,75	141,776E9	109,100E9	68,899E9
1.0	2536,27	115,820E9	89,126E9	62,661E9

passo pari a 0,5 metri, mentre per il tratto inferiore il passo è pari ad un metro. Con gli stessi intervalli saranno distribuite lungo tutto il palo una serie di molle (link), caratterizzate da una curva p-y opportunamente calibrata. Questa curva di risposta è impiegata nella modellazione di fondazioni alla Winkler non lineari BNWF (Beam on nonlinear Winkler Foundation), in cui vengono impiegate una serie di molle per l'interazione palo-terreno e per ciascuna di queste devono essere fornite le curve di risposta; per un palo di fondazione i parametri variano con la profondità, in quanto il sovraccarico aumenta con la profondità. Ad ogni livello sono stati creati quattro elementi link rappresentativi della reazione del terreno lungo gli assi x e y sia per spostamenti positivi che negativi. Ogni molla è caratterizzata da una curva propria di interazione suolo-struttura, che reagisce per la direzione forza-spostamento normale. Come si può notare in figura 6.6 si nota un maggiore grado di infittimento degli elementi link per il tratto superiore del palo ($L/2$), questa scelta è dettata dal fatto che proprio in corrispondenza degli superficiali è assorbita la maggior parte del carico laterale.

6.3.1 Calibrazione della curva di interazione palo-terreno

Per la caratterizzazione degli elementi link è utilizzato il modello dinamico non-lineare di interazione terreno-struttura (SSI) sviluppato da Allotey El Naggar e spiegato dal

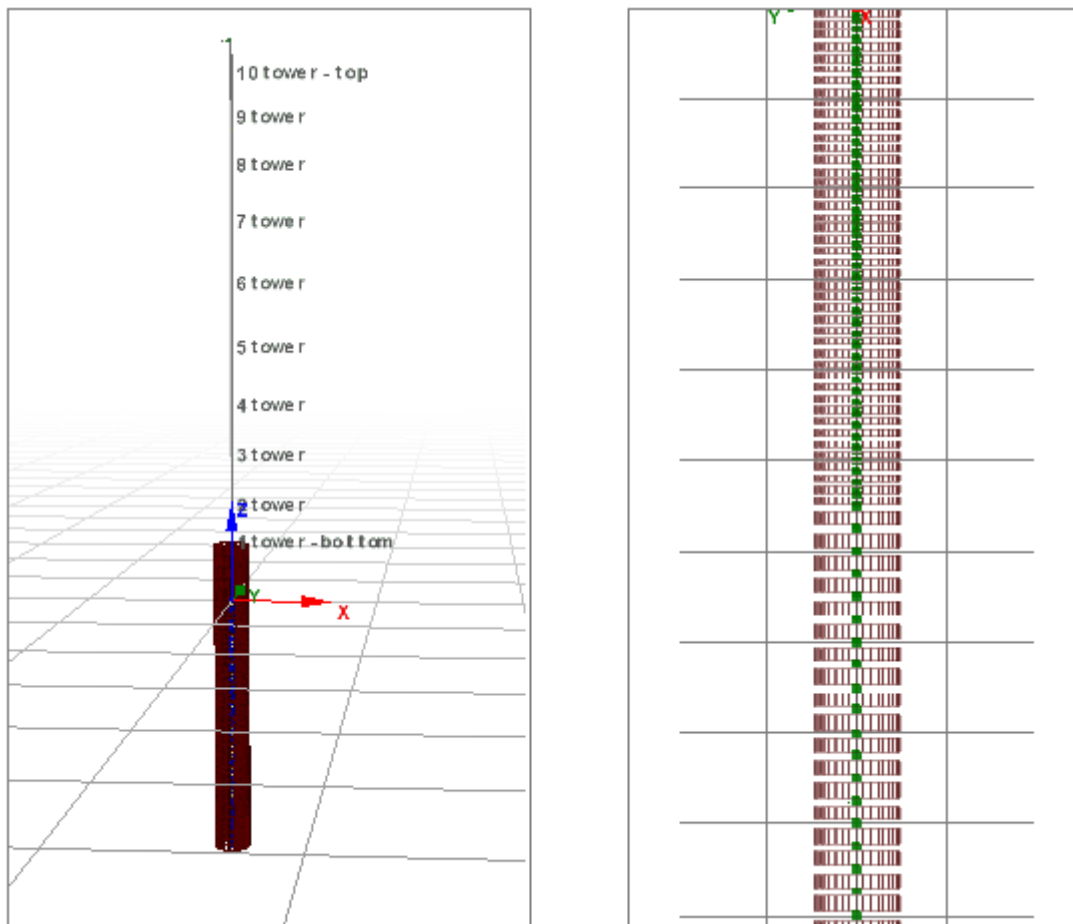


Figura 6.6: Modello del sistema struttura-fondazione (*a sinistra*) e dettaglio della fondazione (*a destra*).

punto di vista teorico nel capitolo 3.

Come si può notare dalla figura 6.7, per valutare il comportamento meccanico del terreno devono essere calibrati molti parametri e forniti diversi dati in input. Si è preso in esame

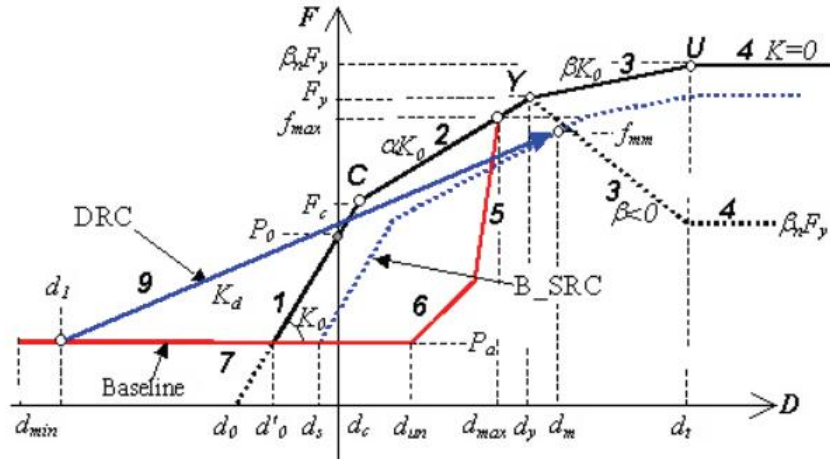


Figura 6.7: Curva di interazione palo-terreno.

come terreno di fondazione un terreno sabbioso saturo non coesivo, questo perchè tutti gli studi che riguardano l'erosione attorno ai pali sono stati condotti nel caso di sedimenti poco coesivi.

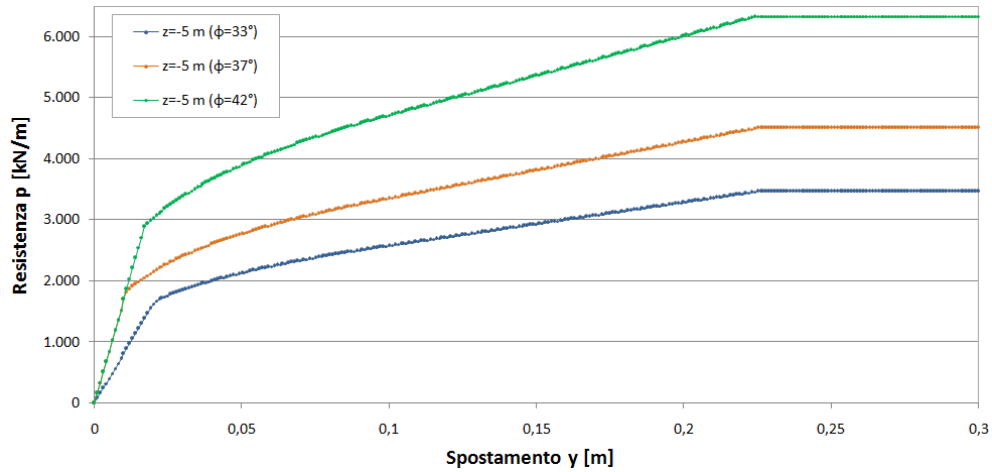
Sono state scelte tre sabbie con angoli di attrito pari a 33° , 37° e 42° (tabella 6.4. Per ogni

Tabella 6.4: Tipi di suolo e proprietà del terreno di fondazione.

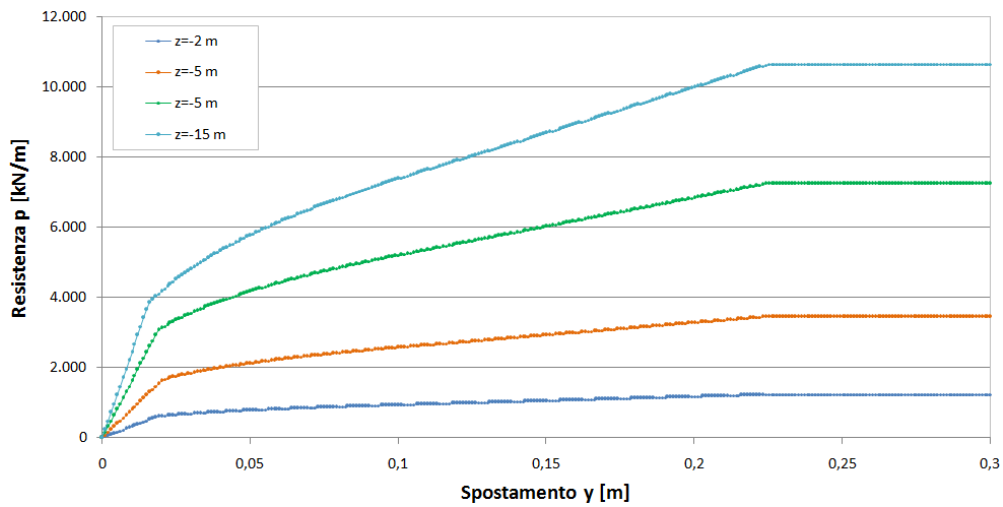
Tipi di suolo	Profondità [m]	ϕ [°]	γ [kN/m ³]
Sabbia sciolta	0-44	33	20
Sabbia mediamente densa	0-44	37	20
Sabbia densa	0-44	42	20

tipo di terreno sono state create le curve p-y utilizzando il procedimento già illustrato. In figura 6.8 sono rappresentate le curve a diverse profondità e per i diversi tipi di terreno. Si sono adattate tali curve in modo da renderle compatibili con i tratti lineari nella relazione di forza-spostamento previste dal modello (segmenti 1, 2, 3 e 4 della figura 6.7). I dati in input ricavabili dalle curve p-y sono:

- la pendenza del segmento iniziale pari a K_0 .



a) Curve $p - y$ alla profondità -5 metri al variare dell'angolo di attrito.



b) Curve $p - y$ al variare della profondità per un angolo di attrito pari a 33° .

Figura 6.8: Curve $p-y$.

- l'andamento del segmento 2 della curva, che inizia ad una forza F_c (definita come rapporto di F_y), ha rigidezza ridotta pari a $\alpha \cdot K_0$ e termina in corrispondenza della forza di snervamento del terreno F_y .
- il parametro di rigidezza β , definisce la rigidezza del terzo segmento in rapporto a K_0 , e il parametro della resistenza β_n , che determina il comportamento finale della curva dorsale.

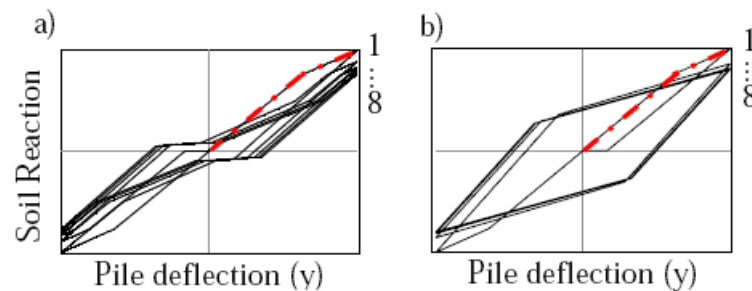


Figura 6.9: Esempi di curve isteretiche.

Si è poi passati a definire le caratteristiche del comportamento di degrado ciclico del terreno di fondazione.

Per un terreno saturo non coesivo, la risposta ciclica del terreno lungo il tratto superiore del palo è generalmente considerata non confinata e caratterizzata da cicli isteretici a forma di S a causa dello sviluppo delle *slack zone* (figura 6.9.a). Si considera invece confinato il comportamento del terreno in corrispondenza degli strati più profondi, normalmente per profondità maggiori ad $L/3$, come rappresentato in figura 6.9.b [2].

Come esposto nel capitolo 3, il terreno sottoposto a carico ciclico mostra un degrado della rigidezza e della resistenza in funzione dell'ampiezza massima della tensione applicata e del numero di cicli.

Per tener conto di questi effetti i dati in input utilizzati per descrivere l'andamento della curva di scarico e ricarico sono:

- i parametri di rigidezza (p_k, e_k) e di resistenza (p_s, e_s), che sono impiegati per stimare il relativo degrado durante i cicli di carico/scarico, secondo le modalità descritte nel paragrafo precedente. Nel caso di elementi link collocati a profondità maggiori di $L/3$ sono assunti pari a 1, si suppone quindi che non ci sia degrado o influnza del carico ciclico nella curva forza-spostamento.

- i parametri relativi alla curva $S - N$, che descrive l'andamento della curva di rottura ottenuta da prove di taglio triassiale ciclico o prove di taglio semplice, essa rappresenta lo sforzo ciclico rispetto al numero di cicli di carico, simile a quello utilizzato nelle analisi a fatica. La curva è impiegata per valutare il danno incrementale dovuto ad ogni mezzo ciclo di carico, al fine di stimare il degrado ciclico cumulativo.

Nella tabella 6.5 sono riassunti i dati utilizzati per creare le curve di interazione palo-terreno al variare della profondità del palo [2].

Tabella 6.5: Parametri di caratterizzazione del degrado ciclico del terreno.

Parametri di caratterizzazione del comportamento ciclico			
< $L/3$	soil cave-in	p_2	0:lin:5
> $L/3$			5
< $L/3$	DCR stiffness ratio	e_{p1}	0:lin:1
> $L/3$			1
	gap force	p_1	1
Parametri di caratterizzazione del degrado			
	parametro degrado rigidezza	p_k	0,1
	parametro degrado resistenza	p_s	0,1
	par. forma curva rigidezza	e_k	0,1
	par. forma curva resistenza	e_s	0,1
	pendenza curva S-N	k_s	0,32
	rapporto resistenza per N=1	f_0	0,3

6.4 Scelta delle profondità di scavo

In mancanza di dati specifici riguardanti le condizioni del mare e dell'andamento delle mareggiate nel corso dell'anno sono state introdotte alcune ipotesi per la definizione della profondità di scavo.

La prima condizione indagata (**condizione 1**) è il caso relativo all'assenza di erosione al piede del palo, si suppone quindi la messa in opera della protezione allo scavo o che comunque il fondale non sia erodibile perchè non è mai presente in sito un range di

velocità della corrente alla base del palo tale da generare il trasporto di particelle.

Il secondo caso analizzato (**condizione 2**) è la situazione più gravosa che può manifestarsi, si ipotizza che il fondale sia erodibile e che il flusso nel mare del sito di installazione sia dominato da correnti con velocità tale sviluppare lo scavo massimo pari a $1,3 \cdot D$ sulla base di quanto spiegato nel capitolo 5.

L'ultimo scenario prende in considerazione il fenomeno del backfilling, spiegato dal punto di vista teorico nel capitolo 5. La **condizione 3** suppone che la profondità dello scavo possa diminuire per effetto del riempimento prodotto dalle onde. La profondità di equilibrio che può raggiungere lo scavo nel corso di una mareggiata per effetto del backfilling, a partire da quella erosa dalla corrente ($1,3 \cdot D$), è pari a $0,6 \cdot D$.

L'equazione scelta per descrivere l'andamento della profondità di scavo nel tempo secondo il processo scour/backfilling è la seguente [17]

$$S_t = S_{t-1} - (S_\infty - S_0) \cdot (1 - e^{-t/T}) \quad (6.1)$$

Non avendo indicazioni specifiche riguardanti il fetch, la velocità della corrente e l'andamento delle mareggiate nell'arco dell'anno per lo studio di quest'ultima condizione sono state introdotte alcune ipotesi. Nota la distribuzione del vento annua, sono stati estrapolati con il metodo SBM per la previsione del moto ondoso l'altezza d'onda caratteristica e il periodo di picco associati ad ogni intensità di vento presa in considerazione, nell'ipotesi di fetch infinitamente lungo. Le formule proposte dal metodo SBM per il calcolo delle caratteristiche dell'onda sono le seguenti:

$$\begin{aligned} H_{m0} &= 2,482 \cdot 10^{-2} \cdot u_A^2 \\ T_m &= 8,30 \cdot 10^{-1} \cdot u_A \end{aligned} \quad (6.2)$$

dove u_A è la velocità di attrito del vento $u_A = 0,71 \cdot u_{10}^{1,23}$. Il metodo prevede l'utilizzo della velocità a quota 10 metri. Per determinare il profilo di velocità del vento in funzione della quota si può utilizzare la relazione 6.3, la quale consente di ricavare la velocità alla quota i -esima, note che siano la velocità u_{90} alla quota del mozzo e la rugosità del terreno α assunto pari a 0,11.

$$u_{10} = u_{90} \cdot \left(\frac{10}{90}\right)^\alpha \quad (6.3)$$

Note le caratteristiche delle onde è stato possibile calcolare il tempo di scala normalizzato da introdurre nella formula 6.1 per il calcolo della variazione dello scavo nel tempo. È calcolato un valore medio del tempo di scala per il processo scour/backfilling pari a 37

ore. Definita pari a 12 ore la durata media di una singola mareggiata, generando una serie casuale di numeri è stato possibile distribuire casualmente le mareggiate per ogni intensità di vento nell'arco dell'anno. La serie casuale è generata con l'ausilio di Matlab come riportato nell'appendice C.

Avendo a disposizione l'andamento approssimato delle onde e la profondità di scavo nel tempo, è stato definito per quanto tempo nell'arco dell'anno si può ipotizzare che la profondità di scavo sia compresa tra $1 \cdot D$ e la profondità minima raggiungibile pari a $0,6 \cdot D$. Il tempo calcolato sulla media di 10 tentativi di generazioni casuali è circa di 600 ore, per un totale di 25 giorni all'anno.

Si ipotizza quindi che per 25 giorni all'anno la profondità di scavo sia pari a 6 metri, questo comporterà una riduzione più o meno significativa del danneggiamento ciclico nelle diverse sezioni della struttura.

Risultati

Dal modello creato è stato possibile calcolare l'andamento delle tensioni nel tempo in corrispondenza di diverse sezioni del palo di fondazione. Questo è il dato in input per andare ad analizzare il problema della fatica. Dal punto di vista costruttivo il palo risulta essere una serie di conci cilindrici cavi in acciaio, saldati per un tratto in lunghezza e con una saldatura circolare testa a testa in modo da andare a costituire un unico blocco come illustrato in figura 7.1. Nell'analisi a fatica l'area più sensibile al danneggiamento è il proprio il giunto.



Figura 7.1: Dettaglio strutturale.

Tra le diverse categorie riportate nell'EC3, viste nel capitolo 4, nel caso del monopalo di fondazione è di interesse quella definita come giunto saldato testa a testa con spessore maggiore di 8 mm, per il quale si hanno i seguenti valori di riferimento:

- $\Delta\sigma_C = 90 \text{ MPa}$
- $\Delta\sigma_D = 66 \text{ MPa}$

- $\Delta\sigma_L = 36 \text{ MPa}$

Noto il segnale della tensione agente nelle diverse sezioni nel tempo, è stato possibile calcolare gli anni di vita della struttura implementando con Matlab l'algoritmo riportato in appendice D.

I seguenti casi saranno analizzati:

- Angolo d'attrito del terreno di fondazione: 33° , 37° e 42° ;
- Sezioni indagate rispetto la profondità del fondale iniziale: 0 metri, -4 metri, -8 metri e -12 metri;
- Spessori della sezione: 60 mm, 70 mm, 72 mm e 75 mm.

Saranno indagate le seguenti profondità di scavo:

- **Condizione 1:** non avviene erosione, profondità di scavo nulla;
- **Condizione 2:** si ha profondità di erosione massima, lo scavo raggiunge la profondità di equilibrio $1,3 \cdot D$;
- **Condizione 3:** si ipotizza lo scavo pienamente sviluppato fino alla profondità di 8 metri, per effetto del backfilling la profondità dello scavo si mantiene pari a 6 metri per 25 giorni all'anno sulla base di quanto detto nel capitolo 6.

Il primo caso affrontato è quello che prevede il palo di fondazione lungo 36 metri, diametro costante pari a 6 metri e uno spessore della sezione pari a 0,06 metri. Questa rappresenta la configurazione della fondazione generalmente adottata per una pala eolica da 5 MW nel caso sia prevista la messa in opera della protezione allo scavo [8]. Adottando questa come il caso di riferimento, al variare dell'angolo di attrito del terreno di fondazione e dello spessore della sezione del palo, sono stati calcolati gli anni di vita in corrispondenza di alcune sezioni del palo collocate a diverse profondità (tabella 7.1). In questa configurazione la sezione critica è quella alla base, a mano a mano che si aumenta la profondità, il danneggiamento della sezione corrispondente diminuisce per la presenza della resistenza del terreno che impedisce ampie oscillazioni della struttura, quindi si verificano intervalli $\Delta\sigma$ minori.

Qualora si ipotizzi la presenza dello scavo è necessario l'approfondimento della fondazione per garantire la stabilità dell'opera, quindi si è scelta una profondità della fondazione

Tabella 7.1: Riassunto dati per la configurazione standard.

Angolo di attrito 33°				
Quota sezione		Base	-4 metri	-8 metri
Danno	[-]	0,0167	0,016	0,0054
Vita	[<i>anni</i>]	60	63	185
Angolo di attrito 37°				
Quota sezione		Base	-4 metri	-8 metri
Danno	[-]	0,015	0,0143	0,0031
Vita	[<i>anni</i>]	67	70	323
Angolo di attrito 42°				
Quota sezione		Base	-4 metri	-8 metri
Danno	[-]	0,0138	0,0131	0,0027
Vita	[<i>anni</i>]	72	76	370

pari a 44 metri, che corrisponde ad un aumento della lunghezza del palo maggiore del 20% [19]. Noto che la vita a fatica dell'opera non è influenzata dalla lunghezza della fondazione, ma quasi esclusivamente dallo spessore della sezione in acciaio, si procede analizzando come variano gli anni di vita nel caso sia presente lo scavo d'erosione attorno al palo. I dati ottenuti sono riportati in tabella 7.2.

Si nota una diminuzione drastica degli anni di vita della struttura; questa situazione è inaccettabile in quanto per tutti i tipi di terreno di fondazione la vita dell'opera assume valori inferiori a 20 anni. Secondo gli standard IEC il design deve garantire 20 anni di vita [9]. Si nota inoltre che la sezione critica in questo caso si porta alla quota -8 metri rispetto alla profondità del fondale iniziale.

Tabella 7.2: Riassunto dati nel caso in cui si verifichi uno scavo di profondità pari a 8 metri.

Angolo di attrito 33°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0348	0,0484	0,0662	0,0500
Vita	[anni]	29	21	15	20
Angolo di attrito 37°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0308	0,0422	0,0582	0,0428
Vita	[anni]	32	24	17	23
Angolo di attrito 42°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0295	0,0408	0,0569	0,0403
Vita	[anni]	34	25	18	25

Tabella 7.3: Riassunto dati con spessore della sezione 0,070 metri nell'ipotesi si verifichi una profondità di scavo pari a 8 metri.

Angolo di attrito 33°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0092	0,0139	0,0204	0,0143
Vita	[anni]	109	72	49	70
Angolo di attrito 37°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0085	0,0126	0,0196	0,0137
Vita	[anni]	118	79	51	73
Angolo di attrito 42°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0083	0,0124	0,0191	0,0129
Vita	[anni]	120	81	52	78

Tabella 7.4: Riassunto dati con spessore della sezione 0,072 metri nell'ipotesi si verifichi una profondità di scavo pari a 8 metri.

Angolo di attrito 33°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0076	0,0112	0,0164	0,0111
Vita	[anni]	132	89	61	90
Angolo di attrito 37°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0071	0,0104	0,0146	0,0092
Vita	[anni]	141	96	68	109
Angolo di attrito 42°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0068	0,0100	0,0142	0,009
Vita	[anni]	147	100	70	111

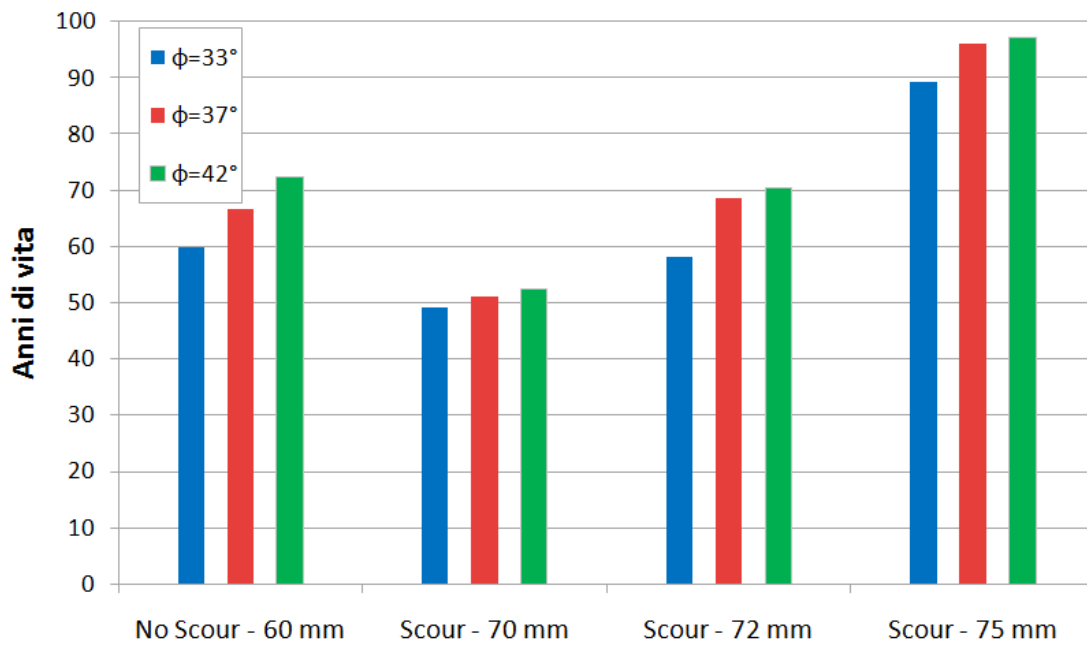
Tabella 7.5: Riassunto dati con spessore della sezione 0,075 metri nell'ipotesi si verifichi una profondità di scavo pari a 8 metri.

Angolo di attrito 33°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0051	0,0076	0,0112	0,0072
Vita	[anni]	196	132	89	139
Angolo di attrito 37°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0048	0,0071	0,0104	0,0069
Vita	[anni]	208	141	96	145
Angolo di attrito 42°					
Quota sezione	Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri	
Danno	[-]	0,0045	0,0068	0,0103	0,0070
Vita	[anni]	222	147	97	143

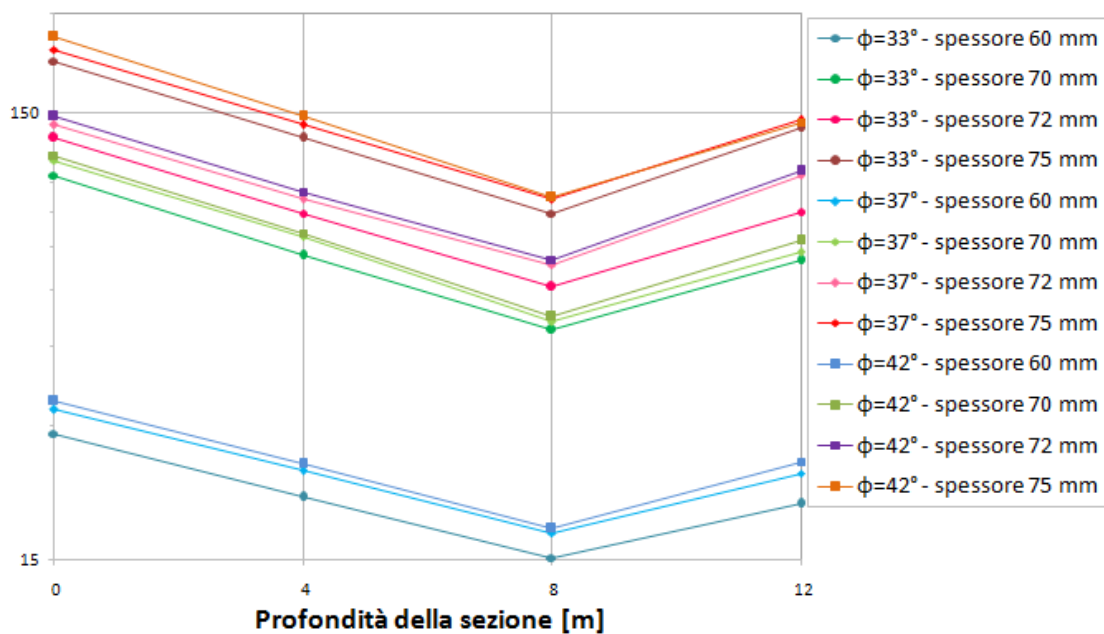
La soluzione strutturale che si può adottare per risolvere il problema è quella di aumentare lo spessore della sezione in acciaio del palo di fondazione. Sulla base delle indagini eseguite da M. B. Zaajer e J. van der Tempel [19], nel caso in cui si voglia omettere la protezione allo scavo è necessario un aumento dello spessore di circa il 20% rispetto al caso della soluzione protetta. Sulla base di questa osservazione sono stati scelti i seguenti spessori: 0,070 m che corrisponde ad un aumento del 15%, 0,072 m che corrisponde ad un aumento del 20% e 0,075 m che corrisponde ad un aumento del 25% rispetto al caso iniziale.

I risultati ottenuti in questi casi sono riportati nelle tabelle 7.3, 7.4 e 7.5.

In figura 7.2 sono riportati i grafici riassuntivi dei diversi casi affrontati.



a) Anni di vita dell'opera per la sezione più sollecitata.



b) Numero degli anni di vita della struttura in funzione della profondità della sezione presa in esame per una profondità di scavo pari a 8 metri.

Figura 7.2: Riassunto grafico dei risultati.

Per tracciare un andamento qualitativo del momento flettente lungo il palo è stato mediato il valore della sua intensità in un arco di tempo pari a 1200 secondi per il caso in cui ci sia una velocità del vento pari a 11 m/s. La scelta è stata fatta considerando che per una pala collocata in un sito appartenente alla classe I-B [9] la velocità annuale media alla quota del mozzo V_{ave} è circa pari a 10 m/s.

L'andamento del momento flettente lungo il palo nel caso si verifichi o meno lo scavo ai piedi dell'opera e al variare dell'angolo di attrito del terreno di fondazione per spessore della sezione del palo pari a 60 mm è riportato in figura 7.3. Il momento massimo aumenta se si verifica lo scavo e passa in una sezione più profonda con l'approfondirsi della buca d'erosione. Questo fenomeno si nota anche dal grafico riportato in figura 7.2.b, che rappresenta il numero degli anni di vita dell'opera al variare della profondità della sezione del palo (nel caso in cui si verifichi lo scavo la sezione critica è quella collocata a -8 metri di profondità calcolati dal fondale indisturbato).

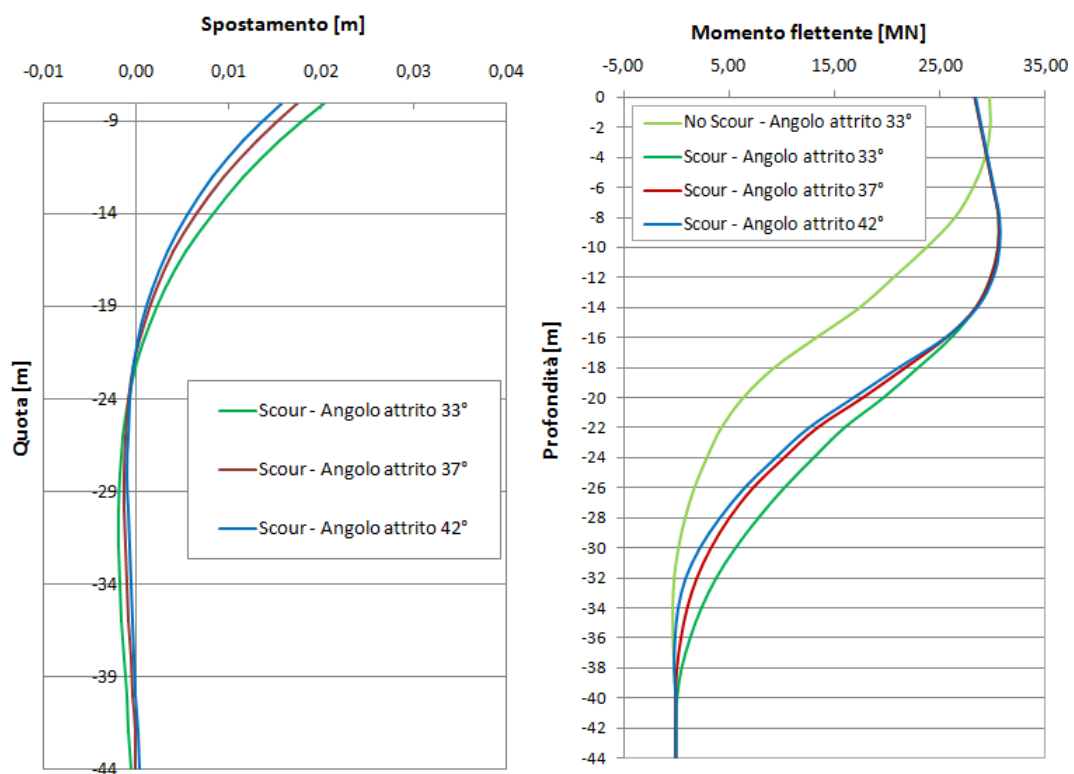


Figura 7.3: Andamento del momento flettente e degli spostamenti medi con la profondità per spessore costante pari a 60 mm e intensità di vento costante 11 m/s.

In figura 7.3 si nota che per il tratto di palo più superficiale i valori dei momenti al variare dell'angolo di attrito rimane pressochè costante al variare dell'angolo di attrito, mentre per gli strati più profondi il comportamento è più influenzato dal valore dell'angolo di attrito. Per intensità di vento costante pari a 11 m/s i valori del massimo momento flettente medio che si verifica lungo il palo per la condizione 1 è pari a 29 MNm , mentre per il caso non protetto pari a 31 MNm . Dal confronto tra i diversi casi si nota che il momento flettente per la condizione in cui lo scavo è pienamente sviluppato è maggiore di circa il 7% rispetto al caso in cui sia prevista la protezione al piede.

Per quanto riguarda gli spostamenti in sommità del palo per il caso non protetto si ha un aumento di circa 17% rispetto alla condizione 1. La differenza tra i due casi non risulta comunque molto significativa, questo è legato al fatto che le sollecitazioni medie in testa al palo non variano molto tra i due casi, mentre varia maggiormente l'ampiezza delle oscillazioni in testa alla torre e per questo motivo le maggiori differenze nel comportamento del palo tra i due casi riguarda il problema della rottura a fatica più che la stabilità dell'opera.

I valori degli spostamenti massimi in testa al palo assumono i valori riportati in tabella 7.6.

Tabella 7.6: Comparazione degli spostamenti medi in testa al palo per intensità di vento pari a 11 m/s.

Caso: spessore 60 mm	$\phi = 33^\circ$		$\phi = 37^\circ$		$\phi = 42^\circ$	
	C.1	C.2	C.1	C.2	C.1	C.2
Spostamento in testa al palo [m]	0,017	0,020	0,015	0,017	0,014	0,016

Generalmente i monopali di fondazione delle pale eoliche offshore hanno un comportamento rigido, come rappresentato in figura 7.4. Questo aspetto influenza la deformazione del palo e l'andamento del momento flettente con la profondità.

Nel 2009 presso il Dipartimento di Ingegneria Civile di Aalborg (Danimarca) è stato condotto uno studio sul comportamento dei pali in acciaio di grosso diametro per valutare il comportamento del monopalo sotto carico monotono prendendo in considerazione l'interazione tra palo e terreno [18]. Il palo analizzato nel modello è quello di una turbina del parco eolico Horns Rev collocata nel Mare del Nord della Danimarca. Lo studio si propone di analizzare il comportamento del palo secondo il tipico approccio alla Winkler

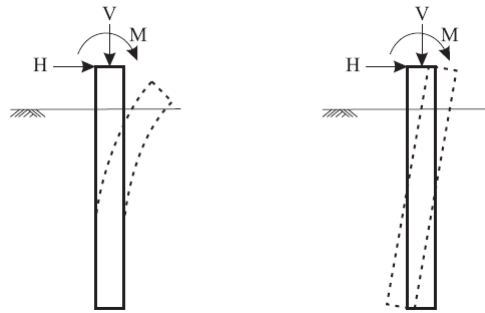


Figura 7.4: Differenza tra comportamento tra palo flessibile (*a sinistra*) e palo rigido (*a destra*)

e quello calcolato da un modello numerico tridimensionale.

Dall'analisi emergono le differenze riportate in figura 7.5. Il metodo tradizionale (indicato come API in figura) sottostima lo spostamento in sommità del palo e genera un andamento degli spostamenti orizzontali molto diverso da quello ricavato dal modello numerico 3D. Secondo gli studiosi questa differenza di comportamento è dovuta alla sovrastima della rigidità a grande profondità con il metodo delle curve p-y. Lo stesso comportamento di palo rigido si nota nel diagramma 7.3 ricavato per la turbina NREL-5MW oggetto di questa tesi.

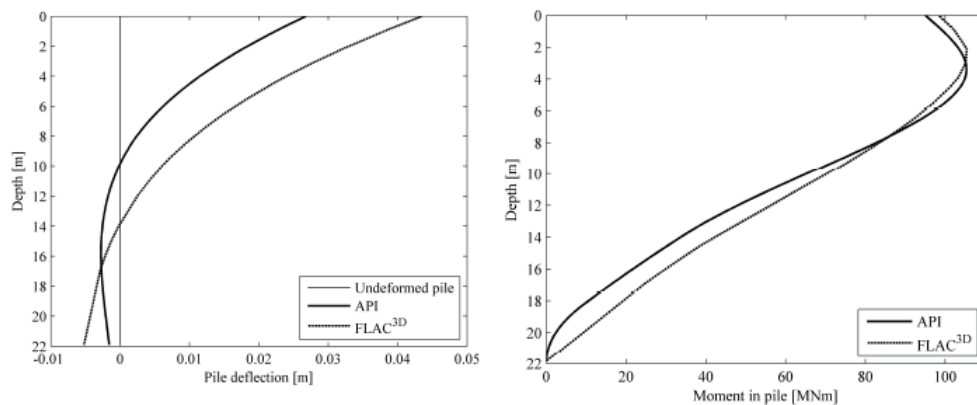


Figura 7.5: Confronto dei momenti e degli spostamenti tra l'approccio tradizionale (curve p-y) e quello numerico tridimensionale.

Nella tabella 7.7 sono riportate le differenze in termini percentuali rispetto alla caso di riferimento, ossia rispetto alla situazione in cui il palo ha uno spessore pari a 60 mm e sia prevista la protezione al piede.

Tabella 7.7: Differenza in termini percentuali degli anni di vita della struttura per la sezione critica rispetto alla situazione iniziale.

	$\phi = 33^\circ$	$\phi = 37^\circ$	$\phi = 42^\circ$
Spessore 70 mm	-18%	-23%	-28%
Spessore 72 mm	+2%	+3%	-3%
Spessore 75 mm	+49%	+44%	+34%

Si può notare che per ricondursi a valori prossimi alla situazione che prevede la protezione al piede è necessario uno spessore pari a 72 mm, che equivale ad un incremento del 20% rispetto al caso iniziale, questo valore è in accordo anche con le stime previste da M. B. Zaaijer e J. vaan Der Tempel [19].

Per quanto riguarda la condizione 3 si vuole valutare quanto varia la vita della struttura nell'ipotesi che per 25 giorni all'anno ci sia una profondità di scavo pari a -6 metri calcolata a partire dal fondale indisturbato.

Questa è un'ipotesi cautelativa perchè sarebbe più preciso affermare che per 25 giorni all'anno la profondità dello scavo risulta certamente compresa tra $0,6 \cdot D$ e $1 \cdot D$, ma non potendo assumere variabile la profondità dello scavo nel tempo con il software di calcolo utilizzato, è stato necessario fissare la scelta alla profondità più cautelativa.

Lo studio è spinto dalla volontà di valutare se tenendo conto del fenomeno del backfilling è possibile ridurre lo spessore della sezione nel design per lo stato limite a fatica. Questo è di particolare interesse per quei siti in cui la profondità di equilibrio è dominata dall'effetto delle onde.

In tabella 7.8 è riportato l'aumento degli anni di vita in termini percentuali al variare dell'angolo di attrito.

Tabella 7.8: Differenza in termini percentuali degli anni di vita della struttura per la sezione critica tra la condizione 2 e la condizione 3 per spessore pari a 0,072 metri.

$\phi = 33^\circ$	$\phi = 37^\circ$	$\phi = 42^\circ$
+1,83%	+2,09%	+2,15%

I risultati evidenziano che questa diminuzione di profondità comporta un aumento di circa il 2% degli anni di vita a fatica della struttura, che non può essere considerato significativo nel design della fondazione per il caso trattato.

L'entità dell'incremento aumenta di poco con l'angolo di attrito del terreno di fondazione.

Tabella 7.9: Riassunto dati con spessore della sezione 0,072 metri per la condizione 3.

Angolo di attrito 33°					
Quota sezione		Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri
Danno	[-]	0,0076	0,0111	0,0161	0,0107
Vita	[anni]	132	90	62	93
Angolo di attrito 37°					
Quota sezione		Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri
Danno	[-]	0,0070	0,0103	0,0143	0,0088
Vita	[anni]	144	98	70	113
Angolo di attrito 42°					
Quota sezione		Base	-4 metri	-8 metri	-12 metri
Danno	[-]	0,0066	0,0098	0,0139	0,0086
Vita	[anni]	151	102	72	116

Conclusioni

In questa tesi è stato condotto uno studio per l'analisi del comportamento del sistema struttura-terreno-fondazione di una pala eolica offshore soggetta a carico ciclico dinamico.

Lo scopo era quello di investigare come lo sviluppo dello scavo di erosione ai piedi dell'opera possa influenzare il calcolo dello spessore della sezione del monopalo di fondazione in relazione allo stato limite a fatica.

Lo studio evidenzia che il palo privo di protezione al piede è una soluzione adottabile qualora ne venga attentamente studiato il comportamento in fase di progettazione.

Innanzitutto l'erosione attorno al palo mette in serio pericolo la stabilità dell'opera. Nel caso più gravoso si calcola che la profondità di scavo di equilibrio è approssimativamente pari a $1,3 \cdot D$; quindi, qualora si verifichi il completo sviluppo dello scavo, è necessario l'approfondimento della fondazione fino ad una quota minima di 44 metri per garantire la stabilità.

I risultati ottenuti evidenziano come la presenza dello scavo influenzi notevolmente anche la vita a fatica.

Definita la geometria di un palo di fondazione generalmente adottata oggi, nell'ipotesi in cui si verifichi lo scavo la struttura ha un numero di anni di vita nettamente inferiore a quelli minimi; secondo gli standard IEC il design deve garantire 20 anni di vita.

La soluzione strutturale per risolvere il problema è quella di aumentare lo spessore della sezione del palo di fondazione in acciaio. Sulla base delle indagini eseguite nel caso in

cui si voglia omettere la protezione allo scavo è necessario un aumento dello spessore di circa il 20% rispetto al caso della soluzione protetta.

Notevole rilievo sembrerebbe assumere la variazione dell'angolo di attrito del terreno di fondazione; infatti, nel caso di terreni di fondazione molto densi si calcola un aumento fino al 12% degli anni di vita a fatica.

Lo studio ha preso in considerazione l'ipotesi di riempimento dello scavo secondo la teoria del backfilling; questa ipotizza che per l'effetto combinato di onde e correnti la profondità di scavo possa portarsi a valori compresi tra $0,6 \cdot D$ e $1,3 \cdot D$.

Per le caratteristiche del moto ondoso del sito in questione, si è presa in considerazione l'ipotesi che per 25 giorni all'anno la profondità dello scavo sia pari a $1 \cdot D$.

I risultati evidenziano che questa diminuzione di profondità comporta un aumento di circa il 2% degli anni di vita a fatica della struttura, che non può essere considerato significativo nel design della fondazione per il caso trattato. L'entità dell'incremento aumenta leggermente con l'angolo di attrito del terreno di fondazione.

Il maggior rischio, nel caso si scelga la soluzione di monopalo non protetto, è comunque associato all'incertezza della variazione dell'estensione e della profondità dello scavo. É da osservare che gli studi relativi al fenomeno del backfilling effettuati negli ultimi anni sono ancora in via di sviluppo.

Per queste ragioni in questa tesi la determinazione della time history del processo scour/backfilling è stata condotta a partire da ipotesi cautelative.

Nonostante i risultati ottenuti non è escludibile che il fenomeno possa influenzare in maniera più significativa il design della struttura; in particolare in quei siti in cui le condizioni del mare sono dominate dall'effetto delle onde e invece quello delle correnti di marea sia poco significativo.

É da notare che per tempi più lunghi di mantenimento del riempimento dello scavo, pari ad esempio a 50 o 100 giorni all'anno, si arriverebbe ad un aumento degli anni di vita rispettivamente del 4,5% e del 9%. In questi casi sarebbe certamente possibile la scelta di spessori della sezione del palo leggermente inferiori con un ulteriore risparmio sui costi di costruzione e un'ottimizzazione del design per lo stato limite a fatica. Da questa considerazione si rende necessaria, ai fini di una corretta progettazione, l'esigenza di un'esatta ricostruzione del moto ondoso e dell'andamento delle correnti di marea per il sito di installazione del parco eolico, da effettuarsi naturalmente a partire dalla conoscenza dei dati anemometrici, dalla distanza dalla terraferma e dalla profondità del fondale,

che portino ad un'esatta ricostruzione del meccanismo erosivo generato dall'azione combinata di onde e correnti. Avere a disposizione una base accurata su cui impostare la progettazione, può migliorare sensibilmente l'affidabilità del progetto, portando ad una riduzione dei costi finanziari e ad un incremento della livello di sicurezza.

APPENDICE A

Proprietà del modello aeroelastico

Si riportano in seguito alcune proprietà degli elementi costituenti la pala utilizzate nelle simulazioni della tesi. Il modello di riferimento è la *NREL 5.0 MW offshore baseline*[14]. Il programma FAST e AeroDyn per simulare la rotazione del rotore, noto il campo di vento, utilizzano un modello di pala costituito da 17 elementi lungo i quali sono integrate le forze aerodinamiche e strutturali. La tabella descrive le proprietà aerodinamiche per ogni nodo collocato al centro del singolo elemento come illustrato in figura A.1. In tabella A.2 è riportato il valore dell'angolo di pitch che caratterizza il funzionamento del meccanismo di controllo.

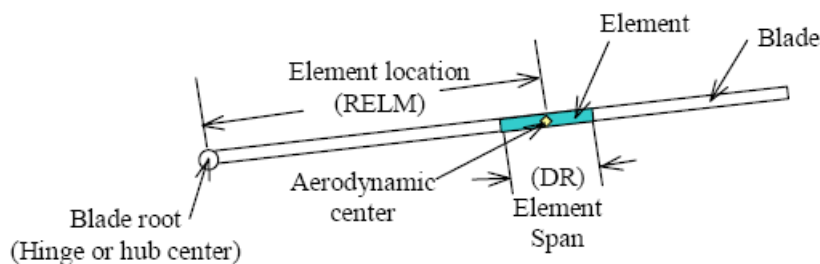


Figura A.1: Schema della geometria dell'elemento della pala.

Tabella A.1: Proprietà aerodinamiche della pala.

Node	RNodes	AeroTwst	DRNodes	Chords
[-]	[m]	[°]	[m]	[m]
1	2.8667	13.308	2.7333	3.542
2	5.6000	13.308	2.7333	3.854
3	8.3333	13.308	2.7333	4.167
4	11.7500	13.308	4.1000	4.557
5	15.8500	11.480	4.1000	4.652
6	19.9500	10.162	4.1000	4.458
7	24.0500	9.011	4.1000	4.249
8	28.1500	7.795	4.1000	4.007
9	32.2500	6.544	4.1000	3.748
10	36.3500	5.361	4.1000	3.502
11	40.4500	4.188	4.1000	3.256
12	44.5500	3.125	4.1000	3.010
13	48.6500	2.319	4.1000	2.764
14	52.7500	1.526	4.1000	2.518
15	56.1667	0.863	2.7333	2.313
16	58.9000	0.370	2.7333	2.086
17	61.6333	0.106	2.7333	1.419

Tabella A.2: Variazione dell'angolo dei pitch con la velocità del vento. [*Dati NREL*]

Velocità Vento [<i>m/s</i>]	Velocità Rotore [<i>rpm</i>]	Angolo Pitch [°]
11.4 - Rated	12.1	0.00
12.0	12.1	3.83
13.0	12.1	6.60
14.0	12.1	8.7
15.0	12.1	10.45
16.0	12.1	12.06
17.0	12.1	13.54
18.0	12.1	14.92
19.0	12.1	16.23
20.0	12.1	17.47
21.0	12.1	18.70
22.0	12.1	19.94
23.0	12.1	21.18
24.0	12.1	22.35
25.0	12.1	23.47

APPENDICE B

Forze agenti sulla torre

In figura sono riportati i grafici delle forze in sommità della torre calcolate con FAST.

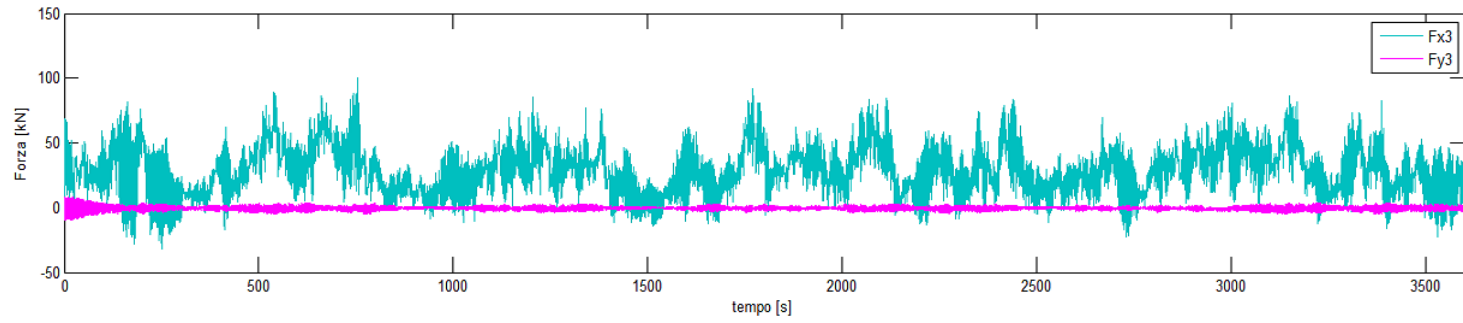


Figura B.1: Forze agenti per intensità di vento 3 m/s.

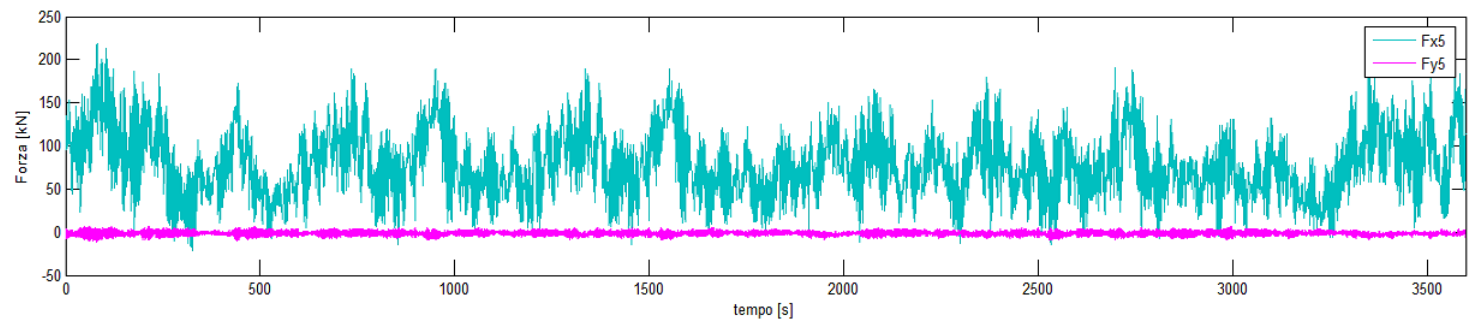


Figura B.2: Forze agenti per intensità di vento 5 m/s.

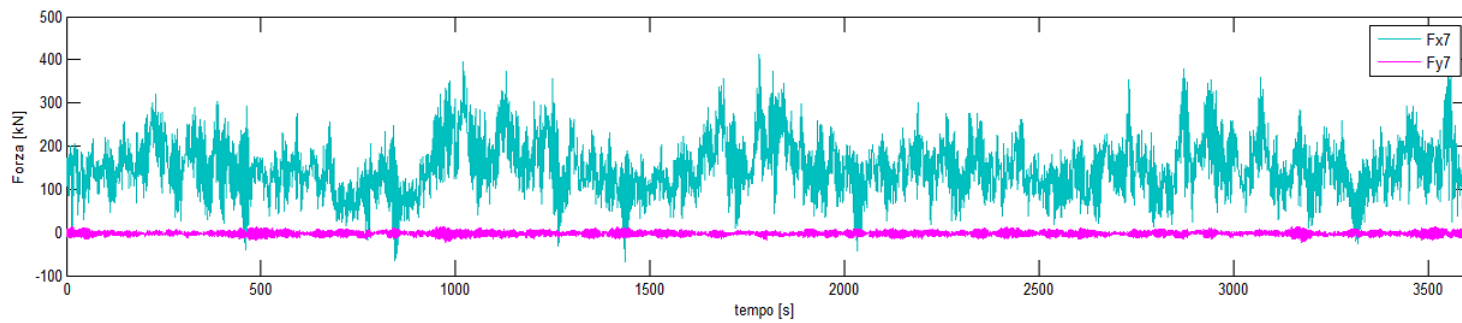


Figura B.3: Forze agenti per intensità di vento 7 m/s.

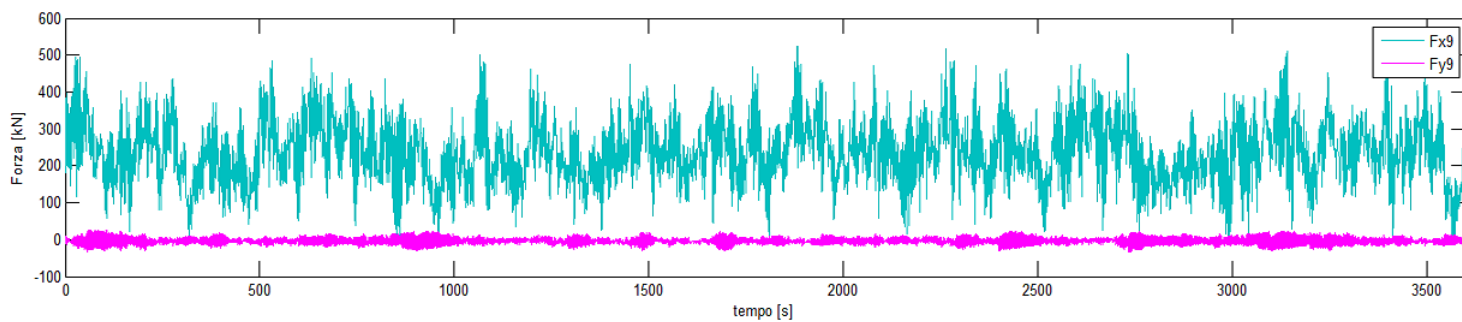


Figura B.4: Forze agenti per intensità di vento 9 m/s.

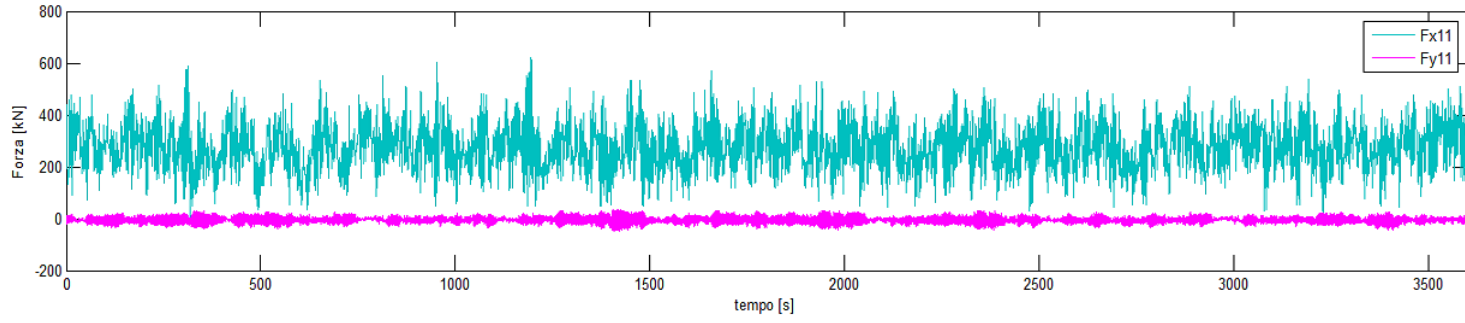


Figura B.5: Forze agenti per intensità di vento 11 m/s.

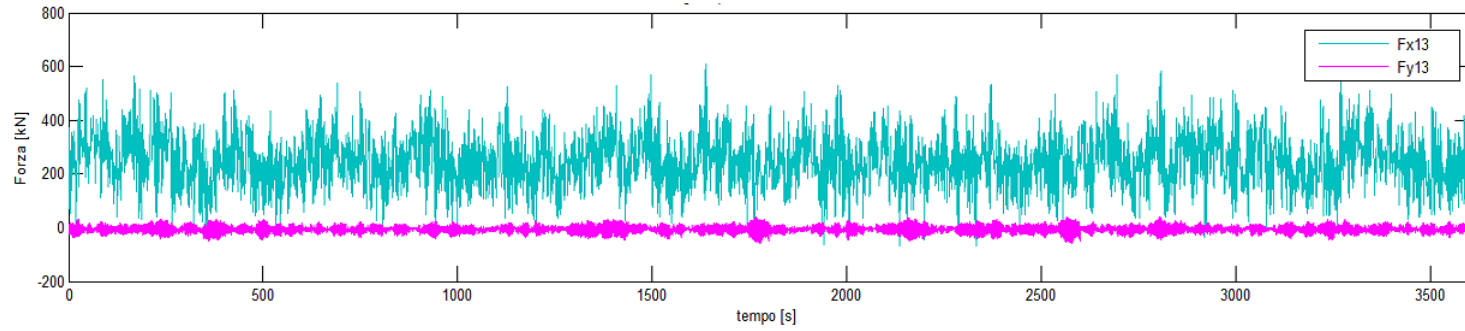


Figura B.6: Forze agenti per intensità di vento 13 m/s.

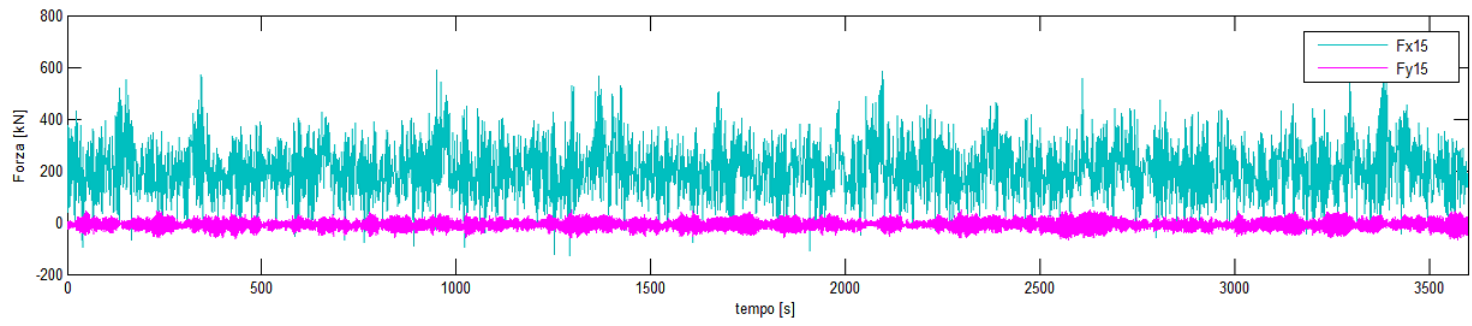


Figura B.7: Forze agenti per intensità di vento 15 m/s.

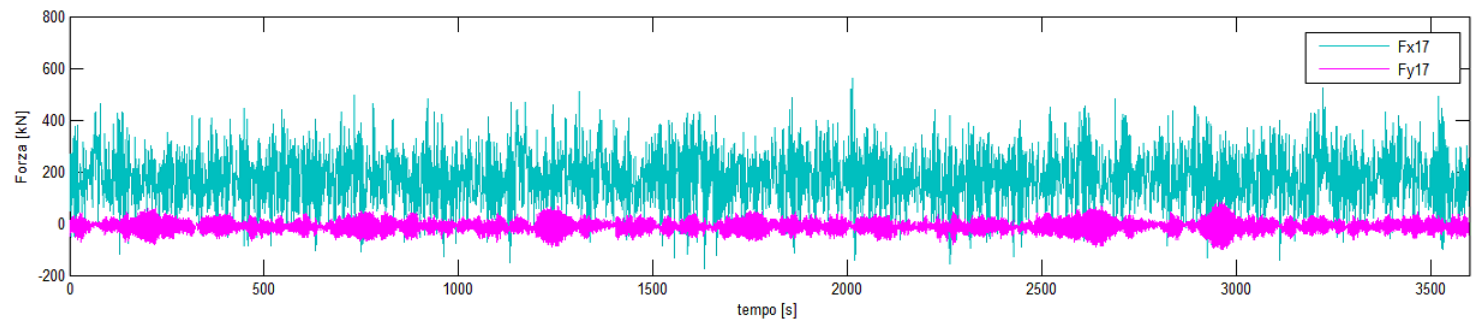


Figura B.8: Forze agenti per intensità di vento 17 m/s.

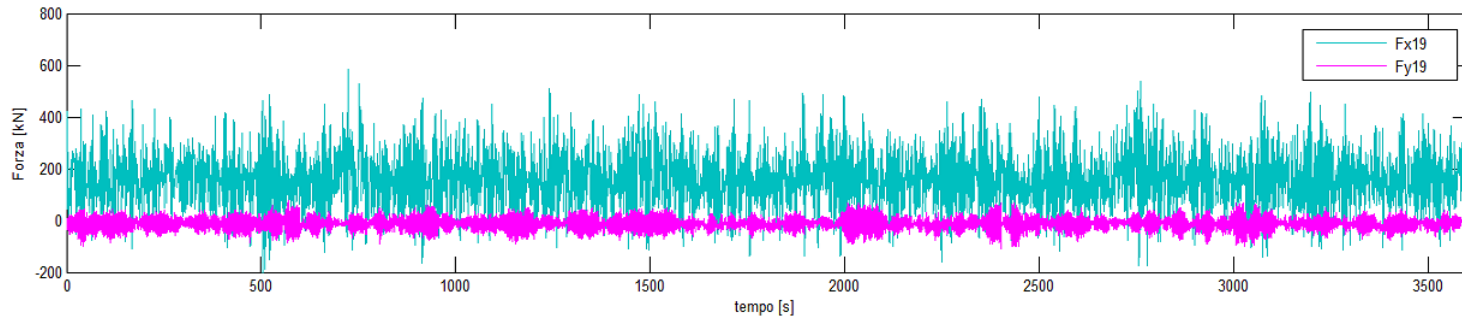


Figura B.9: Forze agenti per intensità di vento 19 m/s.

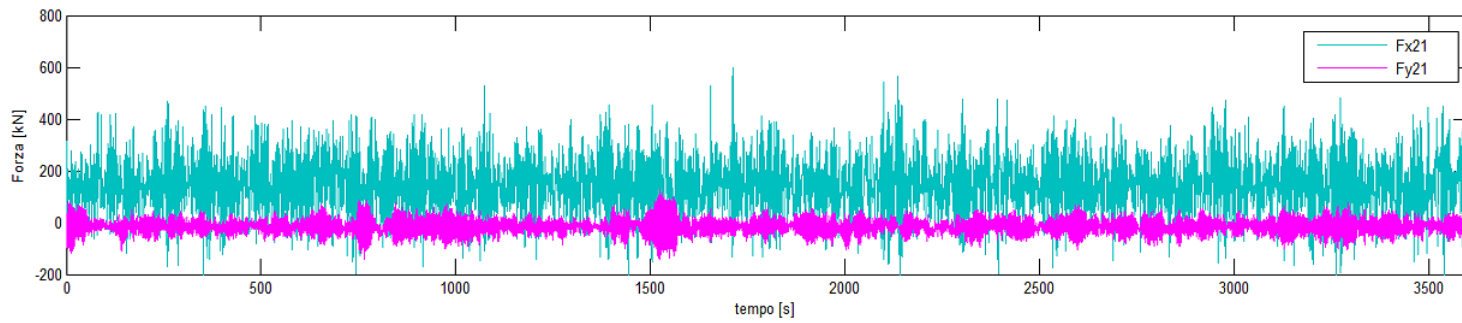


Figura B.10: Forze agenti per intensità di vento 21 m/s.

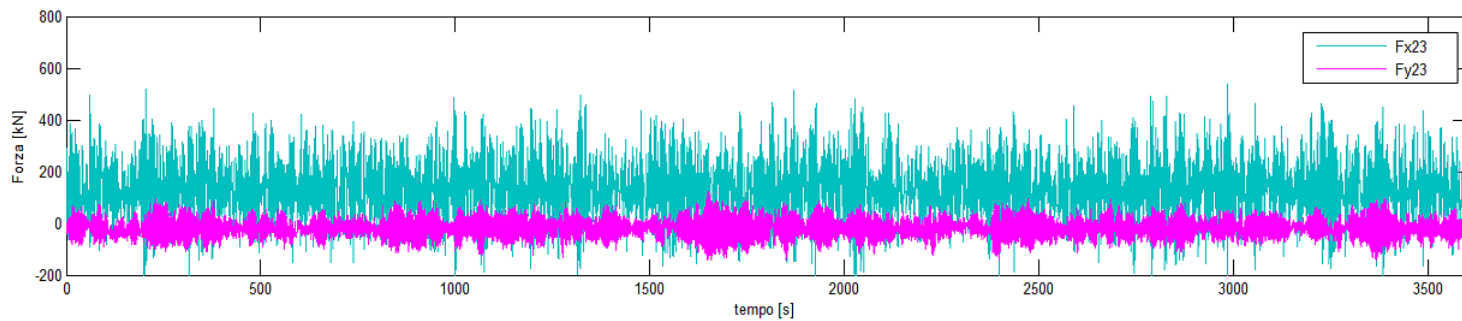


Figura B.11: Forze agenti per intensità di vento 23 m/s.

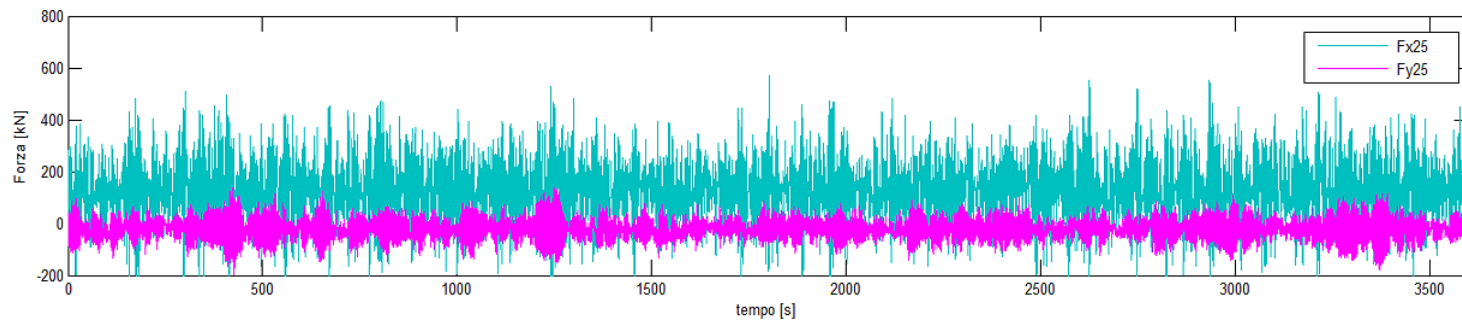


Figura B.12: Forze agenti per intensità di vento 25 m/s.

APPENDICE C

Simulazione della serie casuale

Si riporta in seguito lo script in Matlab per simulare la serie casuale dalla quale è stata ricavata la variazione dello scavo come spiegato nel capitolo 6.

La figura C mostra un esempio dell'andamento della profondità dello scavo e dell'elevazione di superficie dell'onda sul livello medio mare, ottenuti a partire dalla generazione di una serie random.

```
clear
p=[8.72 12.82 14.88 14.90 13.32 10.82 8.06 5.54 3.53 2.09 1.15
 0.59]/100;
H=[.14 .38 .75 1.24 1.85 2.59 3.44 4.42 5.53 6.75 8.10 9.57];
T=[1.96 3.26 4.56 5.87 7.17 8.47 9.78 11.08 12.38 13.69 14.99
 16.29];
Dmar=12;%durata mareggiata;
cp=cumsum(p);
Nmaregg=24*365/Dmar; %n maregg/anno
Ts=37;

for k=1:30
u=rand(1,Nmaregg);
sm=u;hm=u;

for i=length(p):-1:1;
I=u<cp(i);sm(I)=i;
hm(I)=H(i);
```

```
end
plot(sm)
V=sm*0-1;
I=sm<7;V(I)=+1;

S=1.3;
for i=2:length(sm)
S(i)=S(i-1)-V(i).*(1.3-0.6)*(1-exp(Dmar/Ts));
if S(i)>1.3; S(i)=1.3;end
if S(i)<0.6; S(i)=0.6;end
end

t=[1:length(sm)]*Dmar;
figure(1)
plot(t,hm,t,-S*6-10,t,-10+hm*0,'c')

J=S<=1;
TTT(k)=Dmar*sum(J);
title(num2str(TTT(k)))
pause(1)
end

mean(TTT)
std(TTT)
```

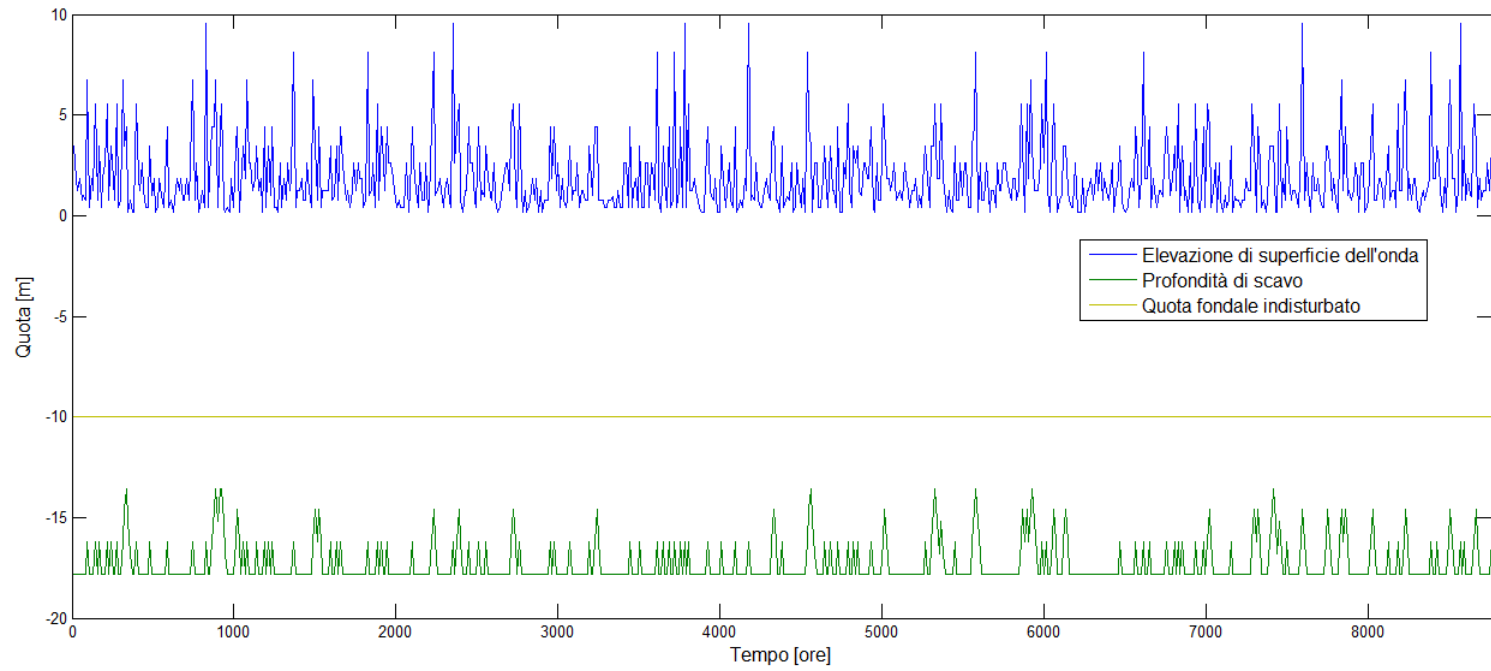


Figura C.1: Esempio dell'andamento della profondità dello scavo nell'arco di un anno.

APPENDICE D

Calcolo del danno a fatica

Si riportano in seguito gli script in Matlab per il calcolo del danno a fatica.

A seguire è riportato lo script per calcolo del danno per profondità dello scavo mantenuta costante per tutto il periodo dell'anno, ossia valido per le condizioni 1 e 2. Per brevità è riportato il codice per intensità di vento pari a 3 m/s, per tutte altre intensità la stesura del codice rimane invariata.

```
%Load time history per ogni velocita del vento:
v3=xlsread('v3SBase.xlsx',1,'a4002:b28002');
%Probabilita di accadimento
Pv3=0.0872;
%S - N curve parameters:
sigC=90;
sigD=66;
sigL=36;
%Coefficienti di sicurezza:
gammaFf=1;
gammaMf=1.35;
%Lunghezza del segnale della time-history:
T0=1200;
%Velocita vento 3m/s:
s3=v3;
sigt1=s3(:,2);
tp1=sig2ext(sigt1,0.05); %turning points
rf=rainflow(tp1); %rainflow counting
```

```

CycleRate3=(rf(3,:)*365*24*60*60/T0)'; %numero di cicli nel
    segnale
sig3=rf(1,:)*2; %ampiezza ciclo
N3=zeros(length(sig3),1);
%Calcolo del numero massimo di cicli per ogni deltasigma:
for m=1:length(sig3);
    if gammaFf*sig3(m)>sigD/gammaMf;
        N3(m)=(5*10^6)*((sigD/(gammaMf*gammaFf*sig3(m)))^3);
    elseif sigD/gammaMf>gammaFf*sig3(m)>sigL/gammaMf;
        N3(m)=(5*10^6)*((sigD/(gammaMf*gammaFf*sig3(m)))^5);
    else gammaFf*sig3(m)<sigL/gammaMf;
        N3(m)=inf;
    end
end
end
%Calcolo del danno:
Danno3=(CycleRate3./N3)*Pv3;
D3=sum(Danno3);

%Calcolo del danno totale in un anno:
D=D3+D5+D7+D9+D11+D13+D15+D17+D19+D21+D23+D25
%Anni di vita della struttura:
Vita=1/D

Lo script riportato in seguito è stato utilizzato per il calcolo del danno nella condizione
3. Per brevità è riportato il codice per intensità di vento pari a 3 m/s, per tutte altre
intensità la stesura del codice rimane invariata.

%Load time history per profondit di scavo costante a 1.3*D:
v3=xlsread('v3SBase.xlsx',1,'a4002:b28002');
%Load time history per profondit di scavo costante a 1*D:
v3Back=xlsread('v3SBaseBack.xlsx',1,'a4002:b28002');
%Probabilita di accadimento
Pv3=0.0872;
%S - N curve parameters:
sigC=90;
sigD=66;
sigL=36;
%Coefficienti di sicurezza:
gammaFf=1;

```

```

gammaMf=1.35;
%Lunghezza del segnale della time-history:
T0=1200;
%Velocita vento 3m/s:
s3=v3;
sigt1=s3(:,2);
tp1=sig2ext(sigt1,0.05); %turning points
rf=rainflow(tp1); %rainflow counting
CycleRate3=(rf(3,:)*340*24*60*60/T0)'; %numero di cicli nel
    segnale
sig3=rf(1,:)*2; %ampiezza ciclo
N3=zeros(length(sig3),1);
%Calcolo del numero massimo di cicli per ogni deltasigma:
for m=1:length(sig3);
    if gammaFf*sig3(m)>sigD/gammaMf;
        N3(m)=(5*10^6)*((sigD/(gammaMf*gammaFf*sig3(m)))^3);
    elseif sigD/gammaMf>gammaFf*sig3(m)>sigL/gammaMf;
        N3(m)=(5*10^6)*((sigD/(gammaMf*gammaFf*sig3(m)))^5);
    else gammaFf*sig3(m)<sigL/gammaMf;
        N3(m)=inf;
    end
end
%Calcolo del danno profondit scavo 1.3*D:
Danno3=(CycleRate3./N3)*Pv3;

%Velocita vento 3m/s:
s3Back=v3Back;
sigt1=s3Back(:,2);
tp1=sig2ext(sigt1,0.05); %turning points
rf=rainflow(tp1); %rainflow counting
CycleRate3Back=(rf(3,:)*25*24*60*60/T0)'; %numero di cicli nel
    segnale
sig3Back=rf(1,:)*2; %ampiezza ciclo
N3Back=zeros(length(sig3Back),1);
%Calcolo del numero massimo di cicli per ogni deltasigma:
for m=1:length(sig3Back);
    if gammaFf*sig3Back(m)>sigD/gammaMf;

```

```
N3Back(m)=(5*10^6)*((sigD/(gammaMf*gammaFf*sig3Back(m)))
^3);
elseif sigD/gammaMf>gammaFf*sig3Back(m)>sigL/gammaMf;
N3Back(m)=(5*10^6)*((sigD/(gammaMf*gammaFf*sig3Back(m)))
^5);
else gammaFf*sig3Back(m)<sigL/gammaMf;
N3Back(m)=inf;
end
end
%Calcolo del danno profondit scavo 1*D:
Danno3Back=(CycleRate3Back./N3Back)*Pv3;
%Calcolo del danno totale:
D3=sum(Danno3+Danno3Back);

%Calcolo del danno totale in un anno:
D=D3+D5+D7+D9+D11+D13+D15+D17+D19+D21+D23+D25
%Anni di vita della struttura:
Vita=1/D
```

Si riporta la descrizione della funzione *rainflow* utilizzata per il conteggio dei cicli per tutta la durata del segnale.

RAINFLOW cycle counting.

RAINFLOW counting function allows you to extract cycle from random loading.

SYNTAX

```
rf = RAINFLOW(ext)
rf = RAINFLOW(ext, dt)
rf = RAINFLOW(ext, extt)
```

OUTPUT

```
rf - rainflow cycles: matrix 3xn or 5xn dependend on input,
rf(1,:) Cycles amplitude,
rf(2,:) Cycles mean value,
rf(3,:) Number of cycles (0.5 or 1.0),
rf(4,:) Begining time (when input includes dt or extt data),
rf(5,:) Cycle period (when input includes dt or extt data),
```

INPUT

```
ext - signal points, vector nx1, ONLY TURNING POINTS!,
dt - sampling time, positive number, when the turning points
    spaced equally,
extt - signal time, vector nx1, exact time of occurrence of
    turning points.
```

% See also SIG2EXT, RFHIST, RFMATRIX, RFPDF3D.

% RAINFLOW

% Copyright (c) 1999-2002 by Adam Nieslony,

% MEX function.

Bibliografia

- [1] OWEMES 2012. Offshore wind and other marine renewable energies in mediterranean and european seas. *European Seminar*, Rome (Italy), 5-7 September 2012.
- [2] M. H. El Naggar A. Tombari, F. Dezi. Soil-pile-structure interaction under seismic loads: Influence of ground motion intensity, duration and non linearity. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [3] Nii Allotey and M. Hesham El Naggar. Generalized dynamic winkler model for non-linear soil-structure interaction analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 45:560–573, 2008.
- [4] Nii Allotey and M. Hesham El Naggar. A numerical study into lateral cyclic non-linear soil-pile response. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 45:1268–1281, 2008.
- [5] L. Kilcher B.J. Jonkman. Turbsim user’s guide. *Technical Report*, National Renewable Energy Laboratory, 2012.
- [6] Federico Bonfè. The influence of scour protection in the safety level of offshore wind turbines. *Università degli Studi di Padova*, 2011-2012.
- [7] Giovanni Bortolotti. Analisi sperimentale e numerica della erosione ai pali di turbine eoliche off-shore e applicazione progettuale a rimini. *Università degli studi di Bologna*, Anno Accademico 2008/09.
- [8] Erica Angelyn Bush. A comparison of alternative foundation models for offshore wind turbines and resulting long-term loads. *Master of Science in Engineering*, University of Texas, 2009.

- [9] International Electrotechnical Commission. International standard 61400-1. Wind turbines – Part 1: Design requirements, 2008.
- [10] Det Norske Veritas (DNV). Design for offshore wind turbine. *Offshore standard Det Norske Veritas DNV-OS-J101*, 2010.
- [11] EWEA. The european offshore wind industry: key trends and statistics 2012. *Report European Wind Energy Association*, 2012.
- [12] European Committee for Standardization. Eurocode 3 - design of steel structures part 1-1: General rules and rules for building. *ENV 1993-1-1*, 1993.
- [13] Nikos Gerolymos and George Gazetas. Phenomenological model applied to inelastic response of soil-pile interaction system. *Soils and foundation Japanese Geotechnical Society*, Volume 45:119–132, 2005.
- [14] W. Musial J. Jonkman, S. Butterfield and G. Scott. Definition of a 5-mw reference wind turbine for offshore system development. *Technical Report*, National Renewable Energy Laboratory, 2009.
- [15] Marshall L. Buhl Jr. Jason M. Jonkman. Fast user’s guide. *Technical Report*, National Renewable Energy Laboratory, 2005.
- [16] J. Jonkman and W. Musial. Offshore code comparison collaboration (oc3) for IEA task 23 offshore wind technology and deployment. *IEA Wind Task 23 Subtask 2 Final Report*, National Renewable Energy Laboratory, 2010.
- [17] Kraus and McDougal. The effects of seawalls on the beach: Part i. *Journal of Coastal Research*, pages 691-701, 1996.
- [18] T. S. Pedersen L. B. Ibsen and L. Andersen. Numerical modelling of large-diameter steel piles at horns rev. *Aalborg University, Denmark*, 2009.
- [19] J. van der Tempel M. B. Zaaier. Scour protection: a necessity or a waste of money? *Proceedings of the 43 IEA Topical Expert Meeting*, pages 43–51, 2004.
- [20] Lamberti Frigaard Margheritini, Martinelli. Erosione indotta da correnti di marea attorno a pali di grande diametro. *XXX° Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche*, 2006.

-
- [21] A. Craig Hansen Patrick J. Moriarty. User's guide to the wind turbine aerodynamics computer software aerodyn. *Technical Report Windward Engineering*, National Renewable Energy Laboratory, 2002.
- [22] Sandy Butterfield Patrick J. Moriarty, William E. Holley. Effect of turbulence variation on extreme loads prediction for wind turbines. *Journal of Solar Energy Engineering*, 2002.
- [23] Peter Frigaard Thomas Lykke Andersen Peres Akrawi Hartvig, Jess McCann Thomsen. Experimental study of the development of scour and backfilling. *Coastal Eng. Journal*, Volume 52, 2010.
- [24] J.A.T. Ruigrok. Laterally loaded piles: Models and measurements. *Delft University of Technology*, 2010.
- [25] W. Musial S.Butterfield and J. Jonkeman. Engineering challenges for floating offshore wind turbines. *Copenhagen Offshore Wind Conference*, National Renewable Energy Laboratory, 2005.
- [26] Jan van der Tempel and David-Pieter Molenaar. Wind turbine structural dynamics - a review of the principles for modern power generation, onshore and offshore. *Engeneering Volume*, (26):211–220, 2002.