



**Politecnico
di Torino**

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea in Ingegneria Civile Geotecnica - Civil Geotechnical
Engineering

Tesi di Laurea Magistrale

**ANALISI NUMERICHE DEL COMPORTAMENTO CICLICO
IN ESERCIZIO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI DI TURBINE
EOLICHE ON-SHORE SU SABBIA**

Relatori

Prof. Marco BARLA

Prof. Luca FLESSATI

Candidato

Marcello DE VIVO

ANNO ACCADEMICO 2023-2024

**NUMERICAL ANALYSIS OF THE IN-SERVICE CYCLIC BEHAVIOR OF
SHALLOW FOUNDATIONS OF ONSHORE WIND TURBINES ON SAND**

Marcello De Vivo

Department of Structural, Edil and Geotechnical Engineering (DISEG)
Politecnico di Torino
Corso Duca degli Abruzzi, 24 - 10129 Torino (Italy)

in collaboration with:

Faculty of Civil Engineering and Geoscience (CiTG)
Geo-Engineering Section
Delft University of Technology
Stevinweg 1 - 2628 CN, Delft (The Netherlands)

Date 15/11/2024

Ringraziamenti

Ringrazio con tutto il cuore la mia Famiglia, loro sono la mia Fondazione.
Ringrazio inoltre con immensa gratitudine, il "supervisor" Prof. Luca Flessati (TU Delft)
per l'immensa opportunità che mi ha offerto, infine, il mio Relatore, il Prof. Marco Barla,
per averla resa possibile.

Riassunto

Lo sforzo attuale verso la transizione progressiva della produzione di energia basata sul carbonio a quella rinnovabile sta portando a una diffusione rilevante di turbine eoliche sia on che off-shore. Dati gli sviluppi attuali, nel futuro la componente preponderante sarà probabilmente quella on-shore (92% del totale nel 2022).

Le fondazioni superficiali in calcestruzzo rimangono tra le soluzioni più diffuse per le turbine installate su terreni granulari, ma quest'ultimi quando soggetti a carichi ciclici sono affetti da fenomeni complessi che hanno il dovere di essere indagati.

Lo studio di Tesi adopera uno strumento numerico *open-source* che non si è esentato dal migliorare, ampliare le sue prestazioni e funzionalità viste le necessità, al fine di studiare l'interazione struttura-terreno quando la turbina è soggetta a carichi ciclici in condizioni di esercizio.

Grazie alle capacità di un innovativo modello costitutivo del terreno, previamente calibrato con prove di laboratorio su un modello in scala 1:15, si è in grado di riprodurre le caratteristiche chiave del comportamento ciclico della sabbia, incluso il fenomeno del *ratcheting*, nel contesto della teoria della plasticità a superfici multiple. Particolare attenzione è dedicata a molte caratteristiche di modellazione che si rivelano essenziali per ottenere risultati numerici affidabili.

Le simulazioni numeriche sono eseguite su molteplici modelli a vera grandezza al fine di effettuare uno studio parametrico per indagare la sensitività del comportamento ciclico di queste strutture al variare di alcuni parametri fondamentali, quali la geometria, il livello di carico e la densità relativa della sabbia.

Abstract

The current effort toward a progressive transition from carbon-based to renewable energy production is leading to a significant spread of wind turbines, both onshore and offshore. Given current developments, the predominant component in the future will likely be onshore (92% of the total in 2022).

Concrete shallow foundations remain among the most widely adopted solutions for turbines installed on granular soils; however, these soils, when subjected to cyclic loads, are affected by complex phenomena that require thorough investigation.

The thesis study employs an *open-source* numerical tool, which has been enhanced and expanded to meet the needs of this research, with the goal of studying the soil-structure interaction when the turbine is subjected to cyclic loads under operating conditions.

Thanks to the capabilities of an innovative soil constitutive model, previously calibrated with laboratory tests on a 1:15 scale model, it is possible to reproduce key characteristics of sand's cyclic behavior, including the *ratcheting* phenomenon, within the context of the multiple-surface plasticity theory. Particular attention is given to various modeling features essential for achieving reliable numerical results.

Full-scale numerical simulations are carried out on multiple models to conduct a parametric study, investigating the sensitivity of the cyclic behavior of these structures to variations in fundamental parameters, such as geometry, load level, and the relative density of sand.

Indice dei contenuti

| | | |
|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 1 | Introduzione | 8 |
| 1.1 | Obiettivi dello studio della Tesi | 8 |
| 1.2 | Organizzazione della Tesi | 9 |
| 2 | Ingegneria delle Turbine Eoliche On-Shore | 10 |
| 2.1 | Panoramica dell'ingegneria On-shore | 10 |
| 2.2 | Gli Aereogeneratori o Turbine Eoliche | 12 |
| 2.2.1 | Principi di funzionamento | 12 |
| 2.2.2 | Turbine eoliche ad asse orizzontale - HAWT (Horizontal Axis Wind Turbine) | 13 |
| 2.3 | Carichi ambientali: Analisi dell'Azione del Vento | 14 |
| 2.3.1 | Premesse | 14 |
| 2.3.2 | Circolazione atmosferica | 14 |
| 2.3.3 | Rappresentazione del Vento | 15 |
| 2.3.4 | Valutazione dell'azione del vento agli S.L.U. | 20 |
| 2.3.5 | Focus sul problema geotecnico in esame | 20 |
| 2.3.6 | I fattori adimensionali di carico di LeBlanc et al. (2010) | 21 |
| 2.4 | Proprietà del terreno e delle fondazioni | 22 |
| 2.5 | Limiti Geotecnici nel design On-shore | 24 |
| 3 | Prove sperimentali in scala ridotta su una OnWT con fondazione superficiale | 26 |
| 3.1 | Know-how delle prove sperimentali | 26 |
| 3.2 | Descrizione del modello strutturale della OnWT | 27 |
| 3.3 | Fasi di carico | 27 |
| 3.4 | Risultati sperimentali delle prove | 28 |
| 3.4.1 | Fase di carico verticale da V01 a V04 | 28 |
| 3.4.2 | Serie ciclica - C01 | 29 |
| 3.4.3 | Serie ciclica - C02 | 30 |
| 4 | Il Modello SANISAND-MS e Calibrazione dei Parametri | 31 |
| 4.1 | OpenSees Software | 31 |
| 4.2 | Modelli per il comportamento elasto-plastico ciclico per le sabbie | 32 |
| 4.2.1 | Comportamento ciclico in condizioni drenate delle sabbie | 33 |
| 4.2.2 | Il fenomeno del Ratcheting | 34 |

| | | |
|----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 4.3 | Il modello costitutivo scelto: SANISAND-MS | 35 |
| 4.3.1 | Aspetti generali | 35 |
| 4.3.2 | Sinossi della formulazione matematica del modello | 36 |
| 4.4 | Calibrazione del modello costitutivo avanzato | 40 |
| 4.4.1 | Simulazione delle prove di laboratorio attraverso metodo FEM - Prove triassiali | 41 |
| 4.4.2 | Simulazione delle prove di laboratorio attraverso metodo FEM - Prove cicliche sul modello strutturale | 43 |
| 5 | Studio parametrico per OnWT a vera grandezza | 49 |
| 5.1 | Premesse | 49 |
| 5.2 | Design dell'Analisi Parametrica con il Metodo di Taguchi | 50 |
| 5.2.1 | Aspetti generali del Metodo Taguchi e utilizzo degli Array ortogonali | 50 |
| 5.2.2 | Analisi della Media dei Livelli (Level Average Analysis) nel Metodo Taguchi | 50 |
| 5.2.3 | Design delle Analisi con il Metodo Taguchi | 51 |
| 5.2.4 | Metodo dell'Equilibrio Limite per determinare H_{ref} | 53 |
| 5.2.5 | Determinazione della forza H_{cyc} | 54 |
| 5.3 | Esposizione Caso Esemplificativo di Analisi FEM completa | 55 |
| 5.3.1 | Contours → Introduzione della struttura - carico verticale V | 56 |
| 5.3.2 | Contours → Applicazione del carico ciclico laterale H_{cyc} | 62 |
| 5.3.3 | Contours → Considerazioni | 68 |
| 5.4 | Analisi della Media dei Livelli dell'Array di progetto | 69 |
| 5.4.1 | Calcolo della Media dei Livelli "Level Average Analysis" | 70 |
| 6 | Conclusioni | 71 |
| 6.0.1 | Considerazioni e Conclusioni sullo Studio Parametrico | 71 |
| A | Producibilità Energetica di una turbina eolica | 73 |
| A.1 | Teoria monodimensionale di Rankine - Froude e Legge di Betz | 73 |
| A.2 | Producibilità energetica | 75 |
| B | OpenSees Sviluppo&Compilazione su Windows | 77 |
| B.1 | Prospettiva iniziale | 77 |
| B.2 | Issues&PullRequests | 78 |
| B.3 | Compilazione di OpenSees.exe per Windows | 78 |
| B.3.1 | Ottimizzazione delle Prestazioni di OpenSees: Integrazione delle Librerie UMFPACK e Intel MKL | 79 |
| C | Validazione Mesh | 80 |

Indice delle figure

| | | |
|------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.1 | Nuova capacità dall'eolico nel 2023 in Europa [1] | 10 |
| 2.2 | Power demand vs Power generation UE 2023 [1] | 11 |
| 2.3 | Portanza areodinamica illustrazione [2] | 12 |
| 2.4 | Vestas V236-15, la turbina eolica on-shore tra le più grandi esistenti (fonte: Vestas) | 13 |
| 2.5 | Profili verticali medi della temperatura atmosferica [3] | 15 |
| 2.6 | Profili verticali medi della temperatura atmosferica [3] | 16 |
| 2.7 | Atmosfera stabile (a) e instabile (b) [3] | 16 |
| 2.8 | Spettro di potenza della velocità del vento [3] | 17 |
| 2.9 | Profilo della velocità media del vento in siti con diversa rugosità del terreno [3] | 18 |
| 2.10 | Densità di probabilità della velocità del vento e del suo valore massimo [3] | 19 |
| 2.11 | Esempio di un serie storica della velocità del vento in un punto fisso di 5 minuti di durata [4]. | 19 |
| 2.12 | Caratteristiche del carico ciclico definiti dai parametri di LeBlanc [5] | 21 |
| 2.13 | Tipica fondazione a plinto circolare tronco conica superficiale per una OnWT [6] | 22 |
| 2.14 | Fondazione a plinto su pali per il parco eolico "De Zuidlob" (NL) (fonte: vakbladgeotechniek). | 23 |
| 2.15 | Comportamento del sistema torre-fondazione terreno a causa delle azioni S.L.E. cicliche: (a) stato iniziale, (b) applicazione carico laterale, (c) stato del sistema a seguito dello scarico e (d) comportamento a causa delle azioni cicliche laterali. [6] | 25 |
| 3.1 | Geometria reale (sx) e in scala ridotta (dx) della fondazione [m] [6] | 27 |
| 3.2 | Spostamenti verticali sotto la fondazione nella fase di carico verticale [6] | 28 |
| 3.3 | Evoluzione del carico orizzontale applicato (sx). Risposta sperimentale nel piano $M - \theta$ (dx) | 29 |
| 3.4 | Evoluzione del carico orizzontale applicato (sx). Accumulo di rotazione irreversibile registrata (dx). | 30 |
| 4.1 | Confronto tra prove cicliche drenate su sabbia con SANISAND04 (sx) e SANISAND-MS (dx) [7] | 33 |
| 4.2 | Rappresentazione del modello SANISAND-MS nel piano π normalizzato [6] | 35 |

| | | |
|------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.3 | Stress path nel piano e - $\ln p$ per due stati significativi punti a, b [8]. | 37 |
| 4.4 | Simulazione prova triassiale su singolo elemento: I) condizioni vincolari II) fase di consolidazione $F_{v,h}$ III) fase deviatorica, spostamenti imposti (o carichi applicati) sui nodi della faccia superiore [9]. | 41 |
| 4.5 | Compressione Triassiale Drenata (TXCD) - Curva FEM (rosso) vs Curva di laboratorio (blu) | 42 |
| 4.6 | Estensione Triassiale Drenata (TXED) - Curva FEM (rosso) e Curva di laboratorio (blu) | 42 |
| 4.7 | Viste Assonometriche del modello FEM: il semi-volume di sabbia nella vasca (in giallo), della fondazione tronco conica in calcestruzzo armato (in grigio), su questa si staglia la torre eolica (in blu). Nella vista di destra si può osservare più in dettaglio la Mesh adottata. | 44 |
| 4.8 | PROVA C01 - 1° Ciclo di carico laterale - Curva FEM (rosso) e Curva di laboratorio (blu) | 45 |
| 4.9 | PROVA C02 - 30 Cicli di carico laterale - Curva FEM (rosso) | 46 |
| 4.10 | PROVA C02 - 30 Cicli di Carico Laterale - Valori MIN-MED-MAX di deformazione FEM vs Lab | 47 |
| 4.11 | PROVA VO1-V04 - Applicazione carico verticale | 48 |
| 5.1 | Diagramma del corpo libero per applicare il L.E.M. (elaborato da [10]) | 53 |
| 5.2 | Modello Geotecnico FEM della OnWT su sabbia e le relative forze/presioni applicate | 55 |
| 5.3 | 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione verticale (z), 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione verticale (z), 3° riga: campo delle tensioni nella direzione verticale (z) | 56 |
| 5.4 | 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione y, 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione y, 3° riga: campo delle tensioni nella direzione y | 57 |
| 5.5 | 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione x, 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione x, 3° riga: campo delle tensioni nella direzione x | 58 |
| 5.6 | 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione xy, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione xy | 59 |
| 5.7 | 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione yz, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione yz | 60 |
| 5.8 | 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione xz, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione xz | 61 |
| 5.9 | 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione verticale (z), 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione verticale (z), 3° riga: campo delle tensioni nella direzione verticale (z) | 62 |
| 5.10 | 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione y, 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione y, 3° riga: campo delle tensioni nella direzione y | 63 |

| | | |
|------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 5.11 | 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione x, 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione x, 3° riga: campo delle tensioni nella direzione x | 64 |
| 5.12 | 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione xy, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione xy | 65 |
| 5.13 | 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione yz, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione yz | 66 |
| 5.14 | 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione xz, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione xz | 67 |
| 5.15 | Risultati risposta monotona e ciclica delle Analisi dell'Array di progetto | 69 |
| A.1 | Schema rotore - tubo di flusso applicazione teoria 1D [2] | 73 |
| C.1 | Studio di convergenza della Mesh | 80 |

Indice delle tabelle

| | | |
|-----|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.1 | Descrizione dei parametri di SANISAND-MS utilizzati al fine di simulare le prove triassiali. | 41 |
| 4.2 | Descrizione dei parametri di SANISAND-MS utilizzati al fine di simulare la prova ciclica C01. | 45 |
| 5.1 | Array ortogonale L_9 con i parametri coinvolti e i rispettivi livelli. | 51 |
| 5.2 | Quantificazione dei livelli per i parametri coinvolti. | 52 |
| 5.3 | Array ortogonale L_9 con i parametri coinvolti e i rispettivi livelli quantificati. | 52 |
| 5.4 | Per ogni analisi sono descritte le dimensioni della fondazione, i volumi e le forze H_{ref} | 54 |
| 5.5 | Per ogni analisi sono descritte le forze H_{cyc} da applicare. | 54 |
| 5.6 | Valori delle Variabili di controllo nelle nove analisi di progetto dello studio parametrico | 70 |
| 5.7 | Valori delle Medie dei Livelli delle Variabili di controllo | 70 |

Chapter 1

Introduzione

La produzione di *energia* rappresenta una delle principali sfide globali. È influenzata dall'esaurimento delle fonti non rinnovabili, come gli idrocarburi, e dalla necessità di adottare fonti pulite e sostenibili, le cosiddette *green resources*. Secondo il Global Electricity Review [11], nel 2022 l'energia eolica e solare ha generato il 12% dell'elettricità globale, percentuale che sale al 39% includendo altre fonti rinnovabili e il nucleare.

Le energie solare ed eolica giocheranno un ruolo cruciale nei decenni futuri. In particolare, diversi paesi dell'Unione Europea stanno investendo nell'eolico, e le turbine eoliche, anche di grandi dimensioni, sono ormai una realtà consolidata. A partire dagli anni '90, la produzione eolica si è spostata anche verso impianti offshore (OffWT - Off shore Wind Turbine), soprattutto nel Mare del Nord e nel Mar Baltico, dove le condizioni di vento sono più favorevoli. Tuttavia, la maggior parte delle installazioni resta on-shore (OnWT - On shore Wind Turbine). Negli ultimi decenni, le turbine eoliche sono cresciute significativamente in dimensioni e potenza, passando da rotori di 10 metri e potenza di 10 kW a macchine da 15 MW con rotori di oltre 230 metri di diametro. Nonostante questi progressi, sono necessari ulteriori studi in vari settori, come i materiali strutturali, la conversione elettrica, l'aerodinamica, l'idrodinamica, l'interazione suolo-fondazione (SSI) e il controllo elettronico, per migliorare le prestazioni e ridurre i costi. In questo contesto, la European Academy of Wind Energy (EAWA) [12], che riunisce circa sessanta tra le principali università e istituti di ricerca europei e statunitensi, svolge un ruolo cruciale. L'EAWA promuove l'innovazione tecnologica e la formazione di esperti del settore, contribuendo alla riduzione dei costi e allo sviluppo delle tecnologie eoliche future.

1.1 Obiettivi dello studio della Tesi

Questa Tesi riguarda le problematiche geotecniche che emergono durante le condizioni di esercizio (S.L.E.) delle fondazioni di una OnWT e si concentra sull'analisi meccanica dell'interazione suolo-fondazione sotto l'azione di carichi ciclici eolici.

L'obiettivo principale è sviluppare un avanzato strumento 3D a elementi finiti (FEM) al fine di investigare l'interazione suolo-fondazione.

Il modello è realizzato con GiD Simulation [13] e analizzato utilizzando OpenSees Tcl/Tk [14] (Open System for Earthquake Engineering Simulation), un framework software *open source* per problemi di ingegneria strutturale, geotecnica ed oltre.

Il modello numerico sviluppato è progettato per descrivere con precisione la risposta elasto-plastica non lineare di terreni granulari, soprattutto per indagare più profondamente il fenomeno del *ratcheting* [15], attraverso l'utilizzo di un innovativo modello costitutivo SANISAND-MS, sviluppato recentemente alla TU di Delft (NL) [7]. Nello specifico sono investigate quelle OnWT con strutture di fondazione tronco-coniche superficiali in calcestruzzo armato interrate in sabbie, in particolare la nota sabbia del Ticino (TS).

1.2 Organizzazione della Tesi

Dunque, dopo questa breve *Introduzione*, il corpo della Tesi è diviso in capitoli per ognuno dei quali viene fornita qui una sintetica descrizione:

1. il *Capitolo 2* fornisce un quadro concettuale sull'ingegneria delle turbine eoliche on-shore (OnWT), focalizzandosi sulla modellazione dei carichi ambientali secondo le normative cogenti, sulle soluzioni di fondazione impiegate e sui limiti geotecnici da affrontare;
2. nel *Capitolo 3* vengono descritte dettagliatamente le prove di laboratorio su un modello strutturale in scala di una OnWT [6], le quali costituiscono la base precipua per la calibrazione del modello costitutivo del terreno;
3. il *Capitolo 4* è preposto a esporre il modello costitutivo nonché il suo processo di calibrazione;
4. mentre, nel *Capitolo 5* si effettua anzitutto un *upscale* del modello della OnWT alla vera grandezza, in seguito attraverso uno studio parametrico basato sul metodo statistico di Taguchi [16], si indagherà quali grandezze geometriche/fisiche/geotecniche influenzano maggiormente il fenomeno del *ratcheting*;
5. infine, il *Capitolo 6* riassume le principali conclusioni tratte sulla base dei capitoli precedenti.

Chapter 2

Ingegneria delle Turbine Eoliche On-Shore

2.1 Panoramica dell'ingegneria On-shore

Lo scopo di questo capitolo è di illustrare lo stato dell'arte, i suoi aggiornamenti e prospettive della tecnologia dell'energia eolica, con particolare attenzione alle OnWT. I dati che seguono sono stati raccolti dalla fonte bibliografica [1].

L'energia rinnovabile svolge un ruolo cruciale nel contesto degli obiettivi climatici dell'UE. L'energia eolica sarà fondamentale per accelerare la diffusione delle energie rinnovabili e la transizione verde delineati nel Green Deal europeo e nel piano REPowerEU.

Nel 2022 la capacità totale di energia eolica installata nell'UE ha raggiunto i 204GW (gigawatt), la maggior parte dei quali era on-shore (92%).

L'obiettivo dell'UE per il 2030 è di 425 GW.

L'Europa ha installato 18,3GW di nuova capacità eolica nel 2023. L'UE-27 ne ha installati 16.2GW, una quantità record ma solo la metà di ciò che dovrebbe costruire per raggiungere gli obiettivi climatici ed energetici per il 2030.

Il 79% della nuova capacità eolica costruita in Europa lo scorso anno è stata on-shore.

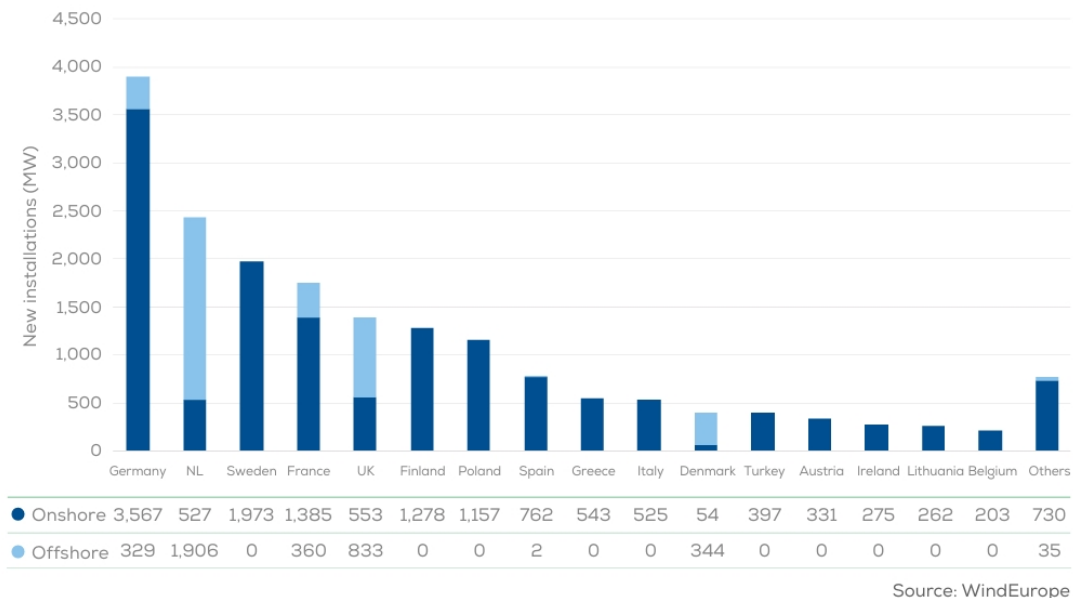


Figure 2.1: Nuova capacità dall'eolico nel 2023 in Europa [1]

La Germania ha costruito il maggior numero di nuove risorse eoliche lo scorso anno, grazie alla sua rapida espansione on-shore. Dopo la Germania, i Paesi Bassi hanno costruito di più grazie al nuovo record di impianti eolici off-shore. La Svezia è terza con 1,9GW di nuova capacità installata interamente on-shore.

L'energia eolica rappresenta il 19% di tutta l'elettricità consumata nell'UE-27 nel 2023.

Il volume delle nuove installazioni off-shore è in crescita: l'anno scorso in Europa è stato raggiunto il record di 3.8GW.

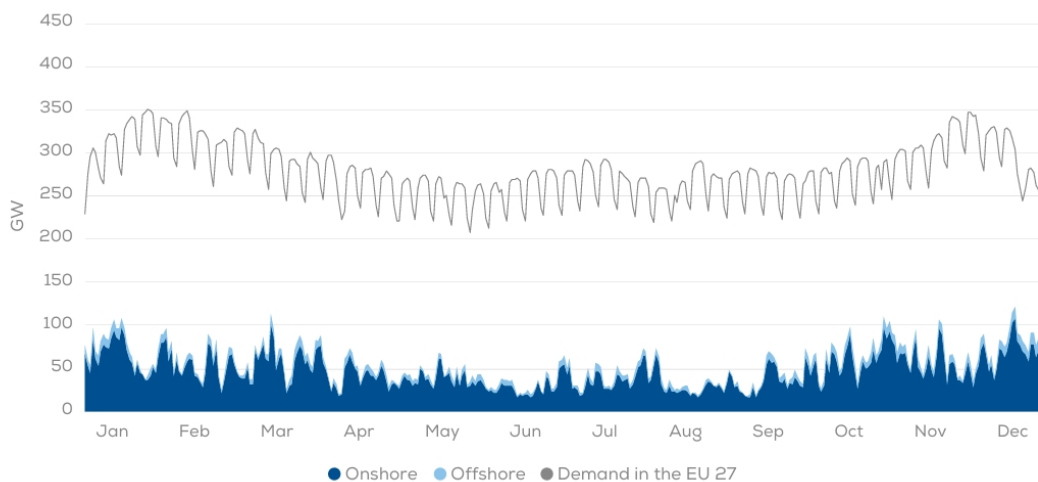
Ma i 2/3 dei nuovi impianti eolici fino al 2030 continueranno ad essere on-shore.

E' atteso che l'Europa intensifichi la sua produzione annuale di nuove risorse di capacità eolica nel periodo 2024-2030, con un aumento medio annuo di 29GW di nuovi parchi eolici per ottemperare agli obiettivi climatici ed energetici fissati al 2030.

Concludendo, mirando all'UE nel suo complesso, si tratta di 200GW di capacità in più nei prossimi sette anni fino al 2030.

Si prevede che il 68% di questi (136GW) deriveranno dall'on-shore.

In definitiva nel 2023 il bilancio della "power generation" e il suo confronto con la "power demand", cioè rispettivamente la nostra capacità di produrre energia elettrica attraverso gli impianti eolici on-off shore e l'obiettivo che noi UE abbiamo per l'EU-27, è mostrato in Figura 2.2.



Source: WindEurope

Figure 2.2: Power demand vs Power generation UE 2023 [1]

La produzione di energia eolica on-shore ad oggi è la preponderante, nonché lo sarà probabilmente anche in futuro. L'ottimizzazione e lo sviluppo tecnologico di queste strutture è vitale per costruire nuove risorse con vita utile maggiore e con più efficienza.

2.2 Gli Aereogeneratori o Turbine Eoliche

2.2.1 Principi di funzionamento

Una turbina eolica o aereogeneratore è una macchina predisposta, alla trasformazione dell'energia cinetica trasmessa dal vento, alle pale (o lame). L'energia cinetica delle pale è trasformata attraverso un generatore in energia elettrica. Le turbine possono funzionare a "portanza" o a "resistenza" a seconda della forza generata dal vento e utilizzata come "forza motrice". Si considera un aereogeneratore a "portanza"; esso, rispetto a quello a "resistenza", ha la proprietà che il vento scorre su entrambe le facce della pala, che hanno profili aerodinamici diversi, creando così, come nel caso di un profilo alare di un comune aeroplano, un gradiente di pressione. Questa forza è chiamata portanza aerodinamica.

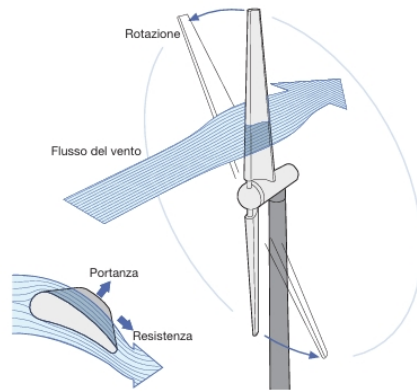


Figure 2.3: Portanza areodinamica illustrazione [2]

L'effetto della portanza agente sulle ali di un aereo se riesce a vincere la forza peso e le resistenze aerodinamiche è in grado di sollevarlo, invece nel caso dell'aereogeneratore essendo le pale vincolate possono solo innescare la rotazione attorno all'asse del mozzo. Naturalmente il moto viene contrastato da una forza di resistenza perpendicolare alla portanza. Nelle turbine ben progettate, il rapporto portanza-resistenza è elevato nella fase di esercizio. Un aereogeneratore necessita di una velocità minima del vento per innescare il moto della pala, chiamata velocità di "cut-in" (3-5 m/s), ed eroga la potenza di progetto per una velocità del vento di circa 12-14 m/s. Per ragioni di manutenzione oppure di mero stazionamento della pala quando non è in servizio o quando i fenomeni eolici sono molto intensi, cioè la velocità del vento supera il "cut-off" (25-31 m/s), la turbina viene frenata e quindi bloccata. La frenata con conseguente blocco può avvenire con veri e propri freni meccanici, a disco o a frizione, che arrestano il rotore o, per le pale che dispongono del sistema di inclinazione variabile, configurarsi a "bandiera" ovvero nascondendo al vento le facce [2].

2.2.2 Turbine eoliche ad asse orizzontale - HAWT (Horizontal Axis Wind Turbine)

Le turbine ad asse orizzontale - HAWT sono ad oggi le più utilizzate. Sono suddivise a loro volta in turbine sottovento e sopravvento. Negli aerogeneratori ad asse verticale sopravvento il vento incontra prima il rotore rispetto alla torre, hanno così un'efficienza maggiore rispetto a quelle sottovento, in quanto non vi sono interferenze aerodinamiche con la torre. Per contro presentano lo svantaggio di non essere auto allineanti rispetto alla direzione del vento, per cui necessitano di una pinna direzionale o di un sistema d'imbardata. Le turbine ad asse orizzontale sottovento manifestano degli effetti negativi dovuti all'interazione torre-rotore, ma sono di natura auto-allineanti ed hanno la possibilità di avere un rotore flessibile per far fronte ai venti forti.

Negli ultimi 30 anni, la dimensione media delle turbine eoliche è cresciuta in modo significativo. La ragione principale del continuo aumento delle dimensioni degli aerogeneratori fino ad oggi è stato quello di minimizzare il costo di generazione dell'energia eolica, attraverso la costruzione di torri più alte si ha accesso a risorse eoliche di qualità superiore e rotori più grandi consentono un maggiore sfruttamento di questi venti anche nei siti di qualità eolica inferiore. Inoltre, minori sono le turbine eoliche minore sarà il costo della manutenzione. Per cui, costruire meno aerogeneratori ma di dimensioni maggiori è più economicamente vantaggioso. La Vestas V236-15.0 MW è attualmente una degli aerogeneratori in produzione più grandi al mondo, con un rotore di circa 236m di diametro (Figura 2.4).



Figure 2.4: Vestas V236-15, la turbina eolica on-shore tra le più grandi esistenti (fonte: [Vestas](#))

2.3 Carichi ambientali: Analisi dell'Azione del Vento

2.3.1 Premesse

Dunque, note le caratteristiche delle turbine eoliche on-shore in esame, il sistema di forze agenti può essere definito mediante i seguenti passi:

1. una forza verticale è applicata in testa alla torre della pala al fine di simulare il peso dei molteplici elementi che compongono la struttura, tra cui le lame, rotore, nave, mozzo, generatore, torre, gondola (o nacelle) e sistema di controllo.
2. una forza orizzontale ciclica sinusoidale è applicata in testa alla torre della pala al fine di simulare l'azione del vento agente durante la vita utile della struttura e quindi in condizioni di esercizio.

Nei prossimi paragrafi di questa sezione si chiarirà, per quanto utile ai fini di questa Tesi, la natura del complesso fenomeno dell'azione aerodinamica eolica nell'atmosfera terrestre, ed inoltre come questo viene tradotto al fine di studiare il comportamento delle turbine eoliche.

2.3.2 Circolazione atmosferica

Il vento, ovvero il movimento dell'aria rispetto alla superficie terrestre, è causato fondamentalmente dal riscaldamento solare variabile dell'atmosfera terrestre. Ha inizio, in senso più immediato, dalle differenze di pressione tra punti di uguale elevazione. Tali differenze possono essere determinate da fenomeni termodinamici e meccanici che si verificano nell'atmosfera in modo non uniforme sia nel tempo che nello spazio.

L'energia necessaria al verificarsi di questi fenomeni è fornita dal sole sotto forma di calore irradiato. Mentre il sole è la fonte originaria, la fonte di energia che influenza più direttamente l'atmosfera è la superficie della terra. Infatti, l'atmosfera è in larga misura trasparente alla radiazione solare incidente sulla terra, più o meno allo stesso modo del tetto di vetro di una serra.

Si può quindi presumere che quella parte della radiazione solare che non viene riflessa o dispersa nello spazio venga assorbita quasi interamente dalla Terra. La terra, una volta riscaldata, emetterà energia sotto forma di radiazione terrestre. Le cui lunghezze d'onda caratteristiche sono elevate (circa 10 volte maggiori) rispetto a quelle del calore irradiato dal sole. L'atmosfera, che è in gran parte trasparente alla radiazione solare, ma non a quella terrestre, assorbe il calore irradiato dalla terra e ne riemette una parte verso il suolo. Gli strati atmosferici prossimi alla sorgente termica principale, cioè la superficie terrestre, trattengono maggiore quantità di calore, dando luogo a un profilo verticale del valore medio della temperatura, indicato in Figura 2.5. con la sigla IS (International Standard), che risulta indicativamente linearmente decrescente con la quota z .

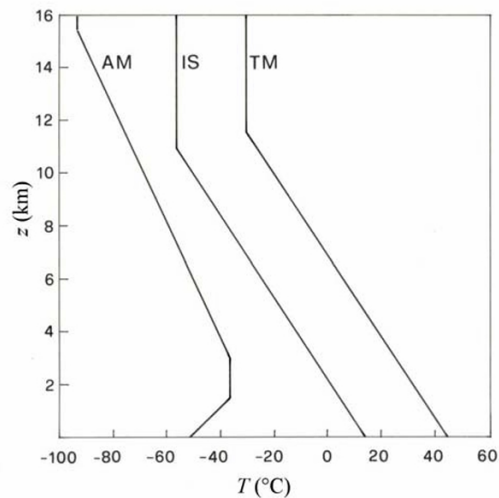


Figure 2.5: Profili verticali medi della temperatura atmosferica [3]

2.3.3 Rappresentazione del Vento

Dunque, ciò che è spiegato in questo paragrafo è il contenuto del documento CNR-DT 207/2008 [3]. Qui vengono descritte le modalità con cui è definita la forza del vento conforme agli Eurocodici cogenti. La superficie della terra esercita sull’aria in movimento una forza di resistenza orizzontale, il cui effetto è di ritardare il flusso. L’effetto di questa forza sul flusso diminuisce all’aumentare dell’altezza dal suolo e diventa trascurabile al di sopra di un’altezza nota come altezza dello strato limite atmosferico, al di sopra della quale la velocità del vento nell’atmosfera è costante. Al di sopra di questa altezza si stabilisce l’equilibrio del vento senza attrito e il vento scorre con la velocità del gradiente del vento lungo le isobare, tale velocità è detta geostrofica ed è indicata con il simbolo V_g . L’atmosfera al di sopra dello strato limite è chiamata atmosfera indisturbata.

Da questi fenomeni, qui sinteticamente descritti ne scaturisce un profilo della velocità rastremato al quale si sovrappone, sempre per effetto dell’attrito, una fluttuazione tridimensionale della velocità a media nulla, detta turbolenza atmosferica (Figura 2.6). Essa è massima in prossimità del terreno, mentre tende ad estinguersi avvicinandosi all’altezza del gradiente. E’ il regime del vento all’interno dello strato limite atmosferico che è di diretto interesse per il progettista di strutture di ingegneria civile.

La profondità dello strato limite atmosferico usualmente può variare da poche centinaia di metri a diversi chilometri, dipende dall’intensità del vento, scabrezza del terreno e angolo di latitudine.

Il profilo medio di velocità al variare dell’altezza rispetto al piano di riferimento può essere con buona accuratezza riprodotto attraverso l’uso di un profilo logaritmico [17]. Così la velocità del vento ad una certa altezza z è calcolata con la seguente formula.

$$U(z) = \frac{1}{k} \cdot u_* \cdot \ln \frac{z}{z_0} \quad (2.1)$$

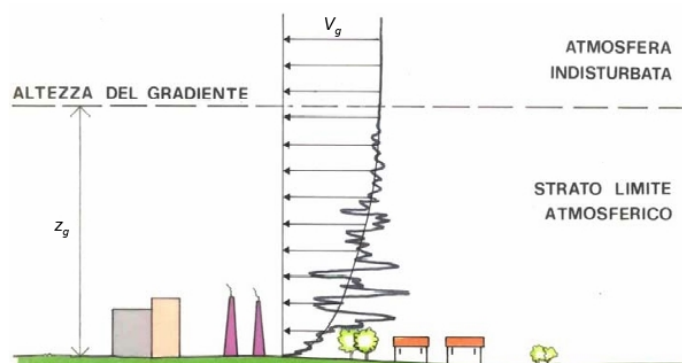


Figure 2.6: Profili verticali medi della temperatura atmosferica [3]

dove $k \approx 0,4$ è la costante di von Karman, z_0 è la rugosità del suolo, e $u_* = \sqrt{\tau_0/\rho}$ è la velocità d'attrito, in cui τ_0 è lo sforzo di taglio e ρ è la densità dell'aria.

Per precisare maggiormente le proprietà del vento, è necessario introdurre due ulteriori concetti. Il primo riguarda l'equilibrio atmosferico, il secondo il significato di velocità media e di fluttuazione.

Si consideri una massa d'aria in equilibrio verticale idrostatico sotto l'azione della forza peso e del gradiente barico verticale. Essa è in equilibrio stabile, instabile o neutrale a seconda che il gradiente verticale della temperatura T sia maggiore, minore o uguale del gradiente verticale della temperatura T_a in condizioni adiabatiche.

Esistono due situazioni limite che chiariscono il problema. La prima è costituita dallo spostamento orizzontale di aria calda su suolo freddo (Figura 2.7); essa causa una riduzione della temperatura in prossimità del terreno, al limite l'inversione del gradiente termico, e una tendenza a condizioni di equilibrio stabile che sopprimono la turbolenza. La seconda si attua nella condizione duale in cui aria fredda fluisca su suolo caldo (Figura 2.7); in questo caso, il riscaldamento dal basso provoca un aumento del gradiente termico, che rende l'atmosfera instabile ed esalta la turbolenza. Il secondo

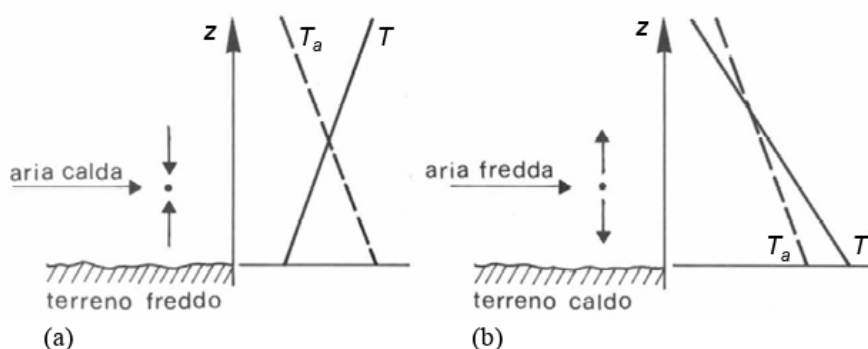


Figure 2.7: Atmosfera stabile (a) e instabile (b) [3]

concetto di rilievo riguarda il significato della velocità media e della fluttuazione turbolenta. Si prenda in esame un lungo arco temporale e si valuti lo spettro di potenza $S_v(n)$ della velocità del vento, essendo n la frequenza (Figura 2.8). Esso evidenzia due contenuti armonici distinti. Il primo, legato a periodi compresi fra circa un’ora e alcuni mesi, è detto picco macro-meteorologico e corrisponde alla ricorrenza degli eventi eolici. Il secondo, legato a periodi compresi fra pochi secondi e circa dieci minuti, è chiamato picco micro-meteorologico e corrisponde alla fluttuazioni turbolente. I due picchi sono separati da una banda spettrale quasi priva di contenuti armonici, definita "gap spettrale", con periodi compresi fra circa dieci minuti e un’ora.

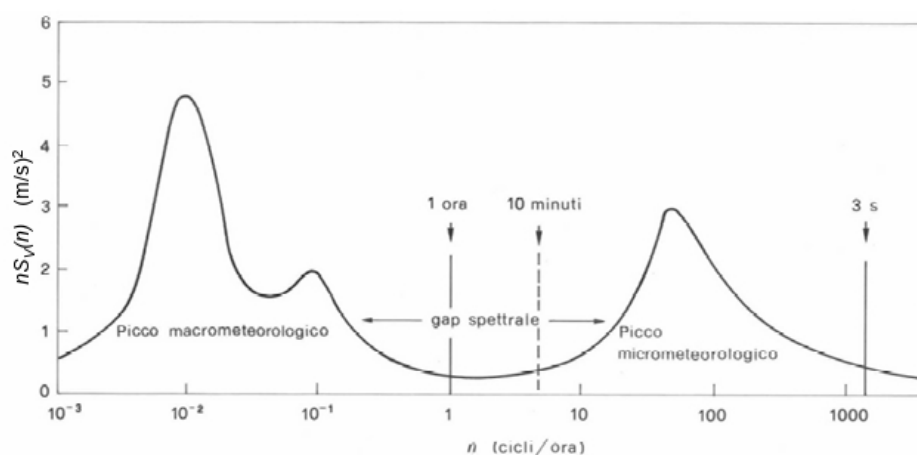


Figure 2.8: Spettro di potenza della velocità del vento [3]

Da questa rappresentazione nasce il principio di scomporre in due parti la velocità (vettoriale) del vento \mathbf{V} . La prima esprime la velocità media V_m su un intervallo di 10 minuti ed è caratterizzata da variazioni di lungo periodo. La seconda esprime la turbolenza atmosferica \mathbf{V}' ed è caratterizzata da fluttuazioni ad alta frequenza. Pertanto l'ingegneria del vento è solita trattare la velocità media come una funzione aleatoria del tempo e deterministica dello spazio; schematizza invece la turbolenza come una funzione aleatoria dello spazio e del tempo.

Trattando la velocità media come una funzione aleatoria del tempo, la sua intensità è definita da un valore convenzionale di riferimento v_r , caratteristico della ventosità del territorio e funzione della probabilità di superamento in un anno. La velocità di riferimento prescelta è la velocità media del vento su un intervallo di tempo pari a 10 minuti, a 10 m d'altezza sul suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo, con lunghezza di rugosità $z_0 = 0.05$ m.

La probabilità di superamento di tale valore è assegnata mediante un periodo di ritorno di progetto T_R , funzione delle proprietà della costruzione e delle verifiche. Ergo nota la velocità di riferimento v_r e la relativa lunghezza di rugosità, da queste si ricava la velocità geostrofica V_g . Si ammette che tale valore, indipendente dalla scabrezza del suolo, si mantenga invariato su ampie estensioni territoriali.

Partendo da V_g è quindi possibile tornare nello strato limite interno e determinare il profilo della velocità media associato alla scabrezza locale del terreno. La loro applicazione è limitata ai primi 200m di altezza dove la direzione del vento si mantiene costante e il profilo della velocità media è logaritmico.

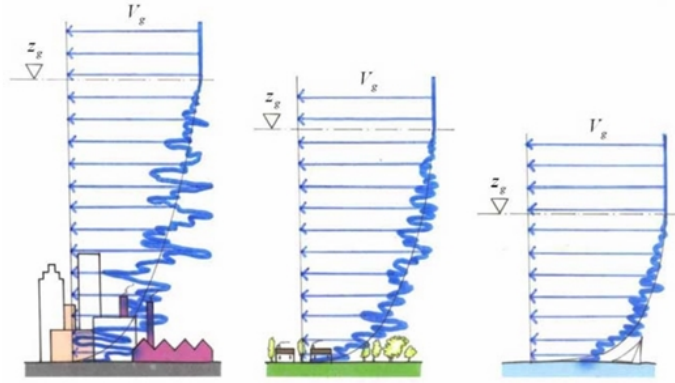


Figure 2.9: Profilo della velocità media del vento in siti con diversa rugosità del terreno [3]

Nella realtà la situazione reale è complicata da due fattori. In primo luogo non esistono aree indefinite di uniforme scabrezza, ma la rugosità del terreno muta in maniera complessa da sito a sito. Inoltre, il territorio ha una conformazione topografica spesso lontana dal caso ideale di zona pianeggiante. Per quanto concerne le fluttuazioni della velocità, l'ingegneria del vento è solita schematizzare le tre componenti della turbolenza, v'_1 , v'_2 , v'_3 come processi aleatori stazionari gaussiani (talvolta ergodici). Si consideri infine la componente longitudinale v (parallela a x) della velocità del vento, essa è espressa nella forma:

$$v(M; t) = v_m(z) + v'(M; t) \text{ dove } v' = v'_1 \quad (2.2)$$

La velocità v è caratterizzata da una funzione di densità gaussiana $f(v)$. Il valore massimo v_{max} di v nel intervallo di tempo $T = 10$ minuti è una variabile aleatoria la cui funzione di densità $f(v_{max})$ è in generale stretta e appuntita. Si definisce valore di picco della velocità del vento v_p il valore medio di v_{max} associato al periodo di ritorno di progetto. Esso è fornito dalle relazioni:

$$v_p(z) = v_m(z) + g_v(z) \cdot \sigma_v(z) = v_m(z) \cdot G_v(z) \quad (2.3)$$

$$G_v(z) = 1 + g_v(z) \cdot I_v(z) \quad (2.4)$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v(z)}{v_m(z)} \quad (2.5)$$

dove I_v è l'intensità della (componente longitudinale della turbolenza), g_v è il coefficiente di picco di v , G_v è il fattore di raffica della velocità (Figura 2.10).

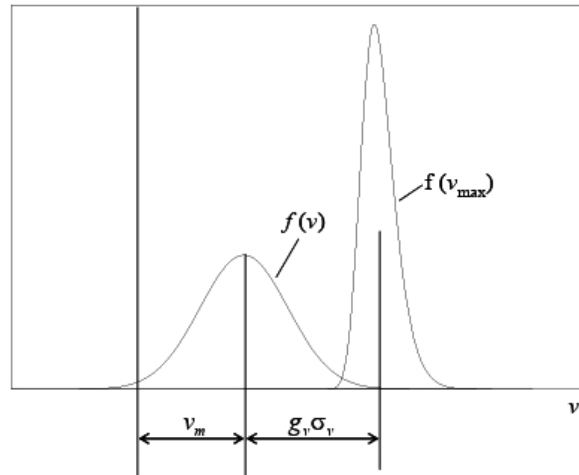


Figure 2.10: Densità di probabilità della velocità del vento e del suo valore massimo [3]

Conseguentemente, osservando che l’intensità della turbolenza è generalmente molto minore di 1, il valore di picco della pressione cinetica del vento può essere espresso mediante la relazione:

$$q_p(z) \approx \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_p^2 \approx \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \cdot [1 + 2 \cdot g_v(z) \cdot I_v(z)] \quad (2.6)$$

dove ρ è la densità dell’aria.

Una grande sfida per l’ingegneria sono i carichi eolici che sono intrinsecamente instabili, soprattutto a causa della turbolenza atmosferica e della gravità. La velocità del vento in un punto fisso nello spazio varia costantemente a causa delle fluttuazioni della turbolenza atmosferica intorno a un valore medio, come mostrato nella Figura 2.11, per una velocità media del vento di $V_0 = 18\text{ m/s}$ e una turbolenza con intensità $I = \frac{\sigma}{V_0} = 12\%$ [4].

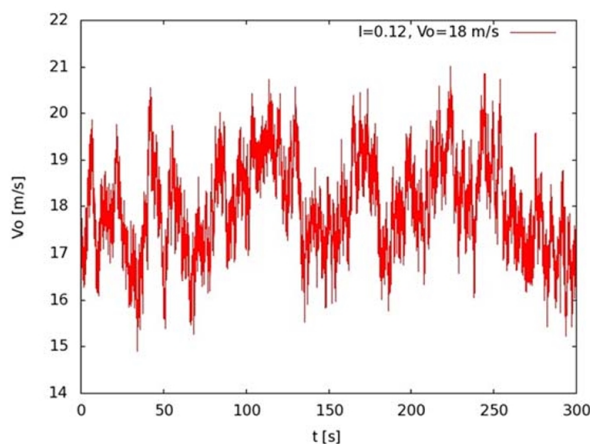


Figure 2.11: Esempio di un serie storica della velocità del vento in un punto fisso di 5 minuti di durata [4].

2.3.4 Valutazione dell'azione del vento agli S.L.U.

La progettazione strutturale di una OnWT (On Shore Wind Turbine) si basa generalmente sui massimi "effetti di carico", come le forze interne (momenti flettenti, forze di taglio, forze assiali) e sollecitazioni negli elementi strutturali e in alcuni casi sulla massima deformazione o spostamento di una particolare parte della costruzione. Nella progettazione strutturale, il carico del vento non viene applicato separatamente, si devono considerare gli effetti combinati del peso proprio, carichi accidentali per manutenzione, etc.

La Norma di riferimento italiana Norme Tecniche delle Costruzioni 2018 (NTC 2018) che adotta le disposizioni del CRN-DT 207/2008 [3] in accordo con l'Eurocodice 1 (EN 1991-1-4), asserisce che:

"Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte."

2.3.5 Focus sul problema geotecnico in esame

Le OnWT ed in particolare le fondazioni superficiali oggetto di questa tesi sono progettate, su previa scelta del progettista e con coscienza di quanto riportato nello scorso paragrafo (in quanto una OnWT non è parte delle "costruzioni usuali"), ottemperando a quanto spiegato fino a questo punto sul metodo con cui l'azione del vento è stimata (approccio probabilistico) e il modo con cui viene applicata alla struttura (forza statica equivalente in combinazione con le altre azioni).

Nella Tesi, il vento è modellato come una perturbazione ciclica sinusoidale con ampiezza e frequenza costante, come ampiamente adottato dagli articoli in bibliografia della letteratura dell'ingegneria delle On-OffWT.

Assumendo da principio che ogni fondazione ha il suo particolare carico limite orizzontale per ribaltamento, quindi stato limite ultimo geotecnico, e che in questo lavoro di tesi questo carico limite non è noto, si effettuerà e sarà chiaramente mostrato nei capitoli successivi, la determinazione attraverso il Metodo dell'Equilibrio Limite (L.E.M.).

Determinato il carico limite, sarà seguito l'approccio di rappresentazione definito da LeBlanc et al. (2010) [5] al fine di determinare il carico ciclico orizzontale al fine di simulare l'azione del vento agente allo Stato Limite di Esercizio (S.L.E.).

2.3.6 I fattori adimensionali di carico di LeBlanc et al. (2010)

Le caratteristiche del carico ciclico applicato devono essere definite univocamente. Nel [5] si presenta un metodo con cui costruire un modello per predire l’accumulo di rotazione ciclica di pali rigidi in terreni sabbiosi. Questo articolo espone una comoda rappresentazione con cui determinare il carico ciclico sinusoidale da applicare in testa al palo al fine di riprodurre il carico del vento agente durante la vita utile della pala eolica. A tal scopo si introducono due parametri indipendenti per caratterizzare il carico ciclico sinusoidale:

$$\zeta_b = \frac{H_{max}}{H_{ref}} = \frac{M_{max}}{M_{ref}} \quad (1)$$

$$\zeta_c = \frac{H_{min}}{H_{max}} = \frac{M_{min}}{M_{max}} \quad (2)$$

In cui $H_{max}(M_{max})$ e $H_{min}(M_{min})$ sono rispettivamente il massimo e il minimo carico orizzontale (momento al piano campagna) durante un ciclo di carico, $H_{ref}(M_{ref})$ è la forza orizzontale (momento) a rottura. Per delle OnWT essendo molto leggere ma molto alte è indotta dal meccanismo di ribaltamento (overturning) piuttosto che per capacità portante. Il rapporto ζ_b (Figura 2.12) rappresenta il valore massimo del carico ciclico orizzontale (momento) rispetto alla capacità orizzontale (momento) massima statica. Di conseguenza $0 < \zeta_b < 1$, mentre $-1 \leq \zeta_c \leq 1$ (Figura 2.12) definisce le caratteristiche del carico ciclico, assume il valore 1 in caso di test statico, 0 nel caso di carico unidirezionale e -1 nel caso di carico bidirezionale.

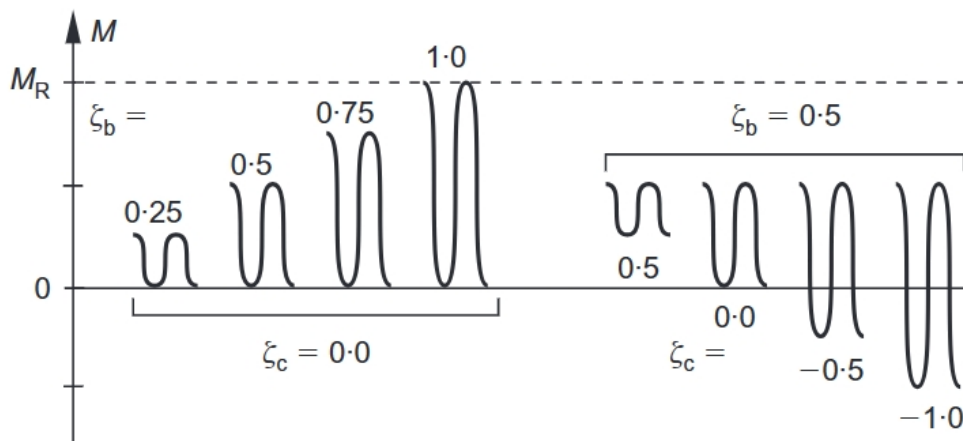


Figure 2.12: Caratteristiche del carico ciclico definiti dai parametri di LeBlanc [5]

2.4 Proprietà del terreno e delle fondazioni

Esiste un'ampia gamma di terreni in cui ci si può imbattere durante la progettazione/-costruzione di PEO in Europa. Comunque, se si concentra l'attenzione ai siti di costruzione più frequenti ci si imbatte spesso in ambienti remoti o isolati, lungo sentieri costieri, terreni agricoli o alla foce dei fiumi dove il suolo è debole e a volte soggetto a problemi di cedimenti, creep e dilavamento.

Le indagini geologiche/geotecniche in sito sono senza dubbio il modo principale con cui si caratterizzano i terreni e tipicamente queste indagini includono, ad esempio: carotaggi quindi prelievi di campioni indisturbati per eseguire prove in laboratorio statiche e cicliche, rilievi geologici e topografici, prove geofisiche (esempio) e test in-situ come ad esempio le prove CPT (Cone Penetration Test), le prove SPT (Standard Penetration Test), le prove Down e Cross Hole per stimare il profilo di velocità V_s delle onde di taglio, inoltre, le prove di carico su piastra (anche se quest'ultime non forniscono indicazioni approfondite sugli strati più profondi).

I parchi eolici on-shore sorgono su strutture di fondazione che tipicamente sono plinti superficiali tronco conici eventualmente abbinati a pali, o monopali profondi. Al fine di trasferire i carichi dalla torre alla fondazione più efficacemente esiste la soluzione con la gabbia di ancoraggio. Esistono anche soluzioni innovative recenti come la fondazioni prefabbricate e le cosiddette "iCK". La selezione del miglior tipo di fondazione applicabile dipende precipuamente dalle condizioni geotecniche. Il terreno o la roccia devono avere caratteristiche geo-meccaniche tali da sopportare le forze esterne cicliche agenti. La fondazione superficiale in calcestruzzo armato a plinto circolare o ottagonale tronco conico (Figura 2.13) è la soluzione più adottata sui terreni granulari (sabbie).



Figure 2.13: Tipica fondazione a plinto circolare tronco conica superficiale per una OnWT [6]

Il diametro della fondazione alla sua base varia tra i 15m fino ad un massimo di 30m circa, il suo progetto deve avere come scopo quello di distribuire sul terreno le pressioni di natura gravitazionale tenendo il limite della capacità portante sufficientemente distante, ma soprattutto resistere all'enorme momento ribaltante causato soprattutto dall'azione

del vento. Dato che le dimensioni degli aerogeneratori sono in crescita questo tipo di fondazione sta giungendo al limite in termini di capacità e fattibilità economica.

Nelle regioni in cui il terreno o la roccia competente si trova a basse profondità, è possibile migliorare il terreno sovrastante debole o comprimibile. Molte tecniche di stabilizzazione sono disponibili e dipendono dal tipo e spessore di terreno da migliorare. Se lo spessore di terreno è ridotto può essere asportato e ricompattato o sostituito. Per spessori maggiori il terreno può essere migliorato senza (e.g. vibro-compattazione) o con additivi (e.g. miscelazione del terreno) e inclusioni rigide (e.g. micropali).

Le fondazioni a plinti su pali (Figura 2.14) sono adottate in regioni in cui la formazione di terreno o roccia competente è a profondità maggiori. Le forze in-stabilizzanti, in particolare quelle che causano ribaltamento, sono trasferite dalla torre al plinto e dal plinto ai pali sottostanti, in carichi assiali di compressione e tensione. I pali a loro volta trasferiscono queste forze al terreno circostante mediante l'attrito laterale in maggior misura e alla capacità portante alla base. I carichi laterali sono assorbiti grazie alla resistenza passiva del terreno ai pali circostante. I pali infissi sono spesso necessari al fine di aumentare la rigidità laterale che la capacità portante nel caso di terreni a grana fine (argille-limi).



Figure 2.14: Fondazione a plinto su pali per il parco eolico "De Zuidlob" (NL) (fonte: [vakbladgeotechniek](http://vakbladgeotechniek.nl)).

Repowering & Revamping

Il "repowering" è una strategia che è diventata di primaria importanza in questi anni e lo sarà anche nel futuro, in quanto molti dei parchi eolici presenti nel mondo sono in via o sono già arrivati alla fine della loro vita di progetto. Dunque, il parco eolico subisce la completa sostituzione delle turbine eoliche esistenti, e visti gli sviluppi recenti, anche più performanti.

Il "revamping" invece, cioè "ricondizionare" sono gli interventi nei quali si ha solamente la sostituzione di alcuni componenti che risultano obsolescenti rispetto allo stato dell'arte nell'ottica di migliorare le capacità del parco eolico. Tra questi interventi vi si contemplano ad esempio: il reblading, ossia la sostituzione delle sole pale con altre a più alta efficienza, ma di medesime dimensioni; la sostituzione del sistema di controllo e gestione (PLC), etc.

2.5 Limiti Geotecnici nel design On-shore

L'Agenzia Internazionale dell'Energia (IEA), a fine 2020, ha contato circa 206.000 aerogeneratori onshore (questi dati sono soggetti a variazioni annuali a causa dell'installazione di nuovi impianti e della dismissione di quelli obsoleti), l'impegno pragmatico dopo la loro costruzione non è concluso.

Secondo la IEC 61400-1 [18] i produttori di aerogeneratori dovrebbero assicurare una vita utile di 20 anni. Le prestazioni, è noto che mostrano una evidente perdita di prestazioni soprattutto negli ultimi 10 anni [19].

Eurocode 7 (EN 1997-1, 2004; EN 1997-2, 2007) & DNV/RisØ (2002)

L'ubicazione dei parchi eolici si basa principalmente su valutazioni energetiche e, di conseguenza, i siti di costruzione sono spesso sfavorevoli dal punto di vista geotecnico [20]. D'altronde le turbine eoliche costituiscono un tipo molto specifico di struttura che dipende fortemente dell'efficienza del sistema di fondazione. Tale dipendenza è una conseguenza dei livelli estremamente elevati di eccentricità generati alla base della torre i quali comportano una rara combinazione di elevati momenti flettenti (causati dalle forze orizzontali) e forze verticali relativamente basse. Il progetto geotecnico delle OnWT è di solito condotto seguendo le linee guida delle normative: Eurocode 7 (EN 1997-1, 2004; EN 1997-2, 2007) and DNV/RisØ (2002) sia allo Stato(i) Limite Ultimo (S.L.U.) sia allo Stato(i) Limite di Esercizio (S.L.E). I primi includono scenari estremi, come fenomeni sismici e condizioni eoliche severe in fase di servizio e non; e gli effetti associati sono, e.g. lo snervamento plastico, instabilità, flessione e ribaltamento. Mentre i S.L.S corrispondono a scenari che possono limitare l'uso della costruzione o di una parte, la sua efficienza e il suo aspetto, e.g. fessurazione, spostamenti (sono incluse le rotazioni), deformazioni e vibrazioni.

Nel caso in esame i limiti geotecnici progettuali studiati sono:

1. la determinazione del carico limite del sistema interagente fondazione - terreno H_{ref} , a cui corrisponde il collasso della struttura principalmente per ribaltamento, da confrontare con la forza orizzontale stimata ipotizzando scenari estremi, in particolare dovuta ad eventi eolici estremi ($H_{S.L.U.}$), che è supposta nota come suddetto;
2. la determinazione dell'aumento dell'angolo di deviazione rispetto alla verticale accumulatosi durante la vita utile di una OnWT, causati dal ripetersi ciclicamente dell'azione eolica agente in scenari eolici ordinari (in condizioni di esercizio), come osservabile in Figura 2.15.

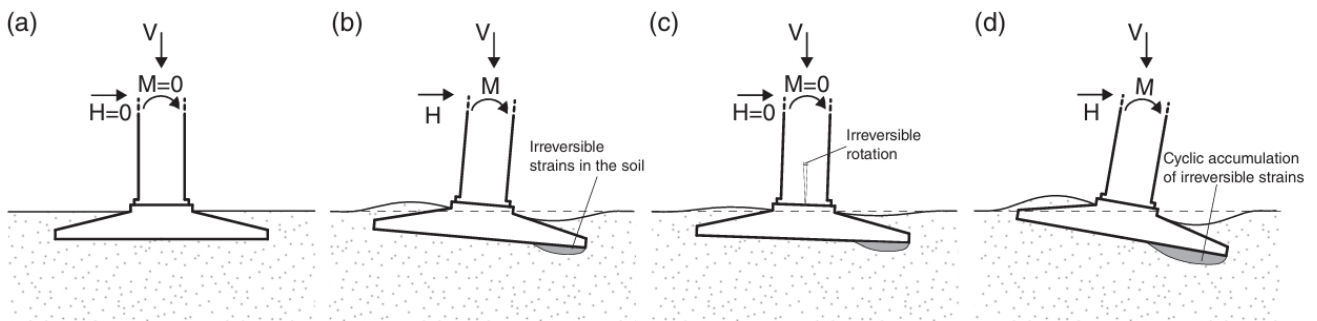


Figure 2.15: Comportamento del sistema torre-fondazione terreno a causa delle azioni S.L.E. cicliche: (a) stato iniziale, (b) applicazione carico laterale, (c) stato del sistema a seguito dello scarico e (d) comportamento a causa delle azioni cicliche laterali. [6]

Prove sperimentali in scala ridotta su una OnWT con fondazione superficiale

3.1 Know-how delle prove sperimentali

Gli autori delle prove, la cui pubblicazione è l'articolo [6], presentano le prove sperimentali pseudo-statiche cicliche e monotone condotte su un modello strutturale "replica" di grandi dimensioni, con fattore di scala 1:15, di una OnWT con fondazione tronco conica superficiale appoggiata su un terreno granulare (sabbia), avvenute nei laboratori del dipartimento di ingegneria civile e ambientale del Politecnico di Milano.

Gli scopi delle prove su questo modello strutturale erano: (i) caratterizzare, il comportamento meccanico della fondazione includendo l'interazione terreno - struttura per entrambi gli scenari: condizioni di carico ordinarie (S.L.E.), condizioni di carico estreme (S.L.U.); (ii) valutare la modalità di rottura della fondazione; (iii) evidenziare il ruolo di ogni tipologia di rinforzo d'armatura che compone la gabbia d'armatura; (iv) fornire suggerimenti per l'ottimizzazione della gabbia d'armatura.

L'articolo non si esime dallo specificare che il programma sperimentale è finalizzato a migliorare il progetto strutturale della fondazione, infatti se la fessurazione radiale e circonferenziale si riduce, si riduce anche il bisogno di manutenzione e quindi la vita utile della fondazione si estende.

L'articolo estende verso altri scopi il programma sperimentale: i risultati delle prove possono diventare uno strumento utile al fine di:

1. calibrare e/o validare modelli numerici capaci di investigare nuove casi di carico, soluzione d'armatura e proprietà del terreno.
2. mettere a punto nuovi approcci progettuali semplificati

Il 1° punto costituisce un passaggio fondamentale di questa Tesi, le prove dell'articolo [6] costituiscono la base sperimentale fondamentale del processo di calibrazione del modello costitutivo che sarà esposto nel prossimo capitolo.

3.2 Descrizione del modello strutturale della OnWT

Le prove sperimentali, le quali sono state messe in pratica nei Laboratori Prove Materiali, Strutture e Costruzioni (LPMSC) del Politecnico di Milano nel suo ampio impianto di prova (GIMED), sono state eseguite su un modello strutturale in scala ridotta, riproducendo in scala reale una OnWT avente una torre alta 85m che supporta un aerogeneratore di 3.5MW fondato su una fondazione superficiale tronco conica con un diametro di 19m (Figura 3.1).

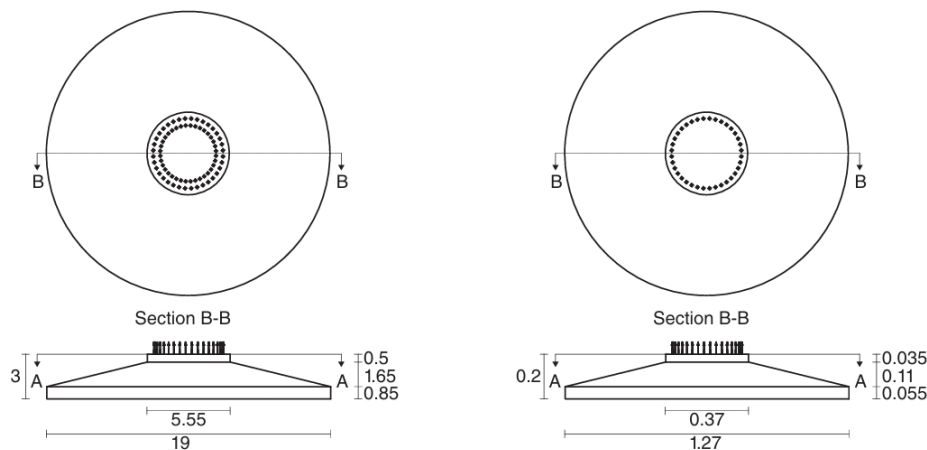


Figure 3.1: Geometria reale (sx) e in scala ridotta (dx) della fondazione [m] [6]

La fondazione del modello strutturale è stata costruita utilizzando nel getto un calcestruzzo di classe C30/37 con un diametro massimo degli aggregati di 12mm, l'acciaio della gabbia d'armatura è stato dimensionato in modo tale da avere rapporti geometrici d'armatura simili a quelli reali, senza però introdurre ineluttabili deviazioni.

La fondazione è stata posizionata alla profondità scalata di 0.185m dal piano campagna, appoggiata su uno strato di sabbia asciutta di 1.5m di altezza. Il materiale granulare utilizzato, ovvero sabbia fine del Ticino con granulometria compresa tra 0.1 e 1mm, era contenuta in una vasca cilindrica avente 3.64m di diametro.

3.3 Fasi di carico

Riassumendo quanto descritto più ampiamente nell'articolo di riferimento [6], le prove consistono in tre fasi consequenziali:

1. in questa fase è investigata la risposta della fondazione sotto l'azione di meri carichi verticali. L'azione totale viene somministrata in 4 contributi (V01 - V04) e la risposta in termini di spostamenti verticali è riportata nel grafico di Figura 4.1;
2. nella seconda fase cinque serie di carichi ciclici orizzontali (C01 - C05), con lo scopo di investigare la risposta del sistema alla condizione di stato limite di servizio,

direttamente applicati tramite l'uso di un martinetto idraulico. La prima serie (CO1) consisteva in un singolo ciclo di carico pseudo-statico da 0 fino a 0.62 volte H_{SLU} quindi 3kN e poi da esso di nuovo a 0, la cui risposta è riportata nel grafico di Figura 4.1; poi la seconda serie C02 e la quarta C04, di 1000 cicli da 0.41 a 0.82 volte H_{SLU} , quindi da 2.0kN a 4.0kN, per altri dettagli si osservi la tabella 5 dell'articolo [6];

3. nella terza fase finale è applicato uno spostamento orizzontale monotono di push-over fino al limite di corsa del martinetto (300mm)

3.4 Risultati sperimentali delle prove

Si espongono in questa sezione i risultati delle prove sperimentali che sono contenuti nell'articolo di riferimento [6], per ragioni di brevità si riportano solo quei risultati utili al fine del processo di validazione della calibrazione del modello costitutivo. L'articolo sopra citato afferma che entrambe le deformazioni radiali e circonferenziali durante la fase di carico verticale e ciclica sono trascurabili (i.e., sempre inferiori a $2 \cdot 10^{-5}$), dunque ciò implica che la fondazioni rimane praticamente in-deformata e non fessurata durante queste fasi e che la risposta non lineare è limitata al terreno.

3.4.1 Fase di carico verticale da V01 a V04

I risultati sperimentali sono riportati nel grafico sottostante (Figura 3.2). Il valore iniziale non nullo di V corrisponde al peso proprio della fondazione, torre di acciaio e terreno di riporto. Inoltre, i punti sperimentali tendono ad essere allineati con la classica soluzione per fondazioni superficiali su un semispazio elastico. L'andamento pseudo lineare degli spostamenti indica che il valore del carico allo stadio finale è molto più piccolo rispetto alla capacità portante. In questo caso, il valore $V_{SLU} = 94.8kN$ è circa l'1% della capacità portante sotto carichi verticali [6].

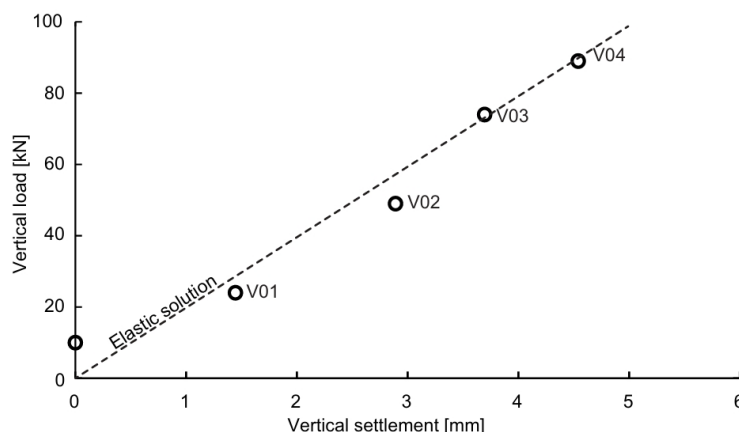


Figure 3.2: Spostamenti verticali sotto la fondazione nella fase di carico verticale [6]

3.4.2 Serie ciclica - C01

I risultati sperimentali sono riportati nel grafico sottostante (Figura 3.3), dove M è il

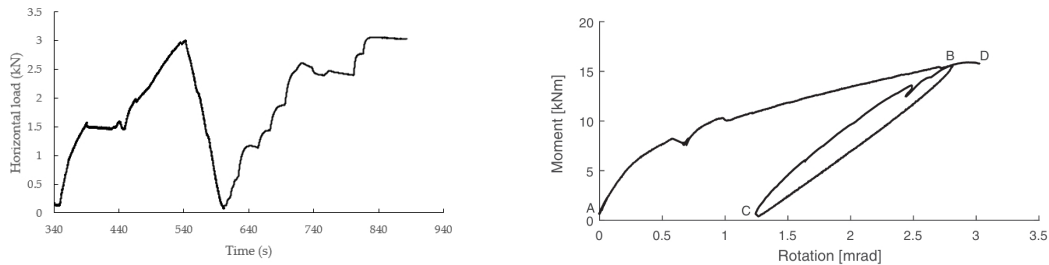


Figure 3.3: Evoluzione del carico orizzontale applicato (sx). Risposta sperimentale nel piano $M - \theta$ (dx)

momento calcolato trascurando gli effetti del 2° ordine essendo questi pressoché nulli, H la forza laterale ciclica applicata, θ è la rotazione alla base ovvero della fondazione, calcolata, come descritto nel [6], con la seguente espressione:

$$\theta = (\delta - \delta_{el})/l_b = (\delta - \frac{h^3}{3 \cdot EI} \cdot H)/l_b \quad (3.1)$$

in cui δ è lo spostamento laterale (asse-y) misurato in corrispondenza del punto di applicazione del carico, ossia in testa alla torre eolica, δ_{el} è lo spostamento elastico della torre, l_b è la distanza tra il trasduttore di spostamento DT07 e la base della fondazione, h è l'altezza della torre misurata dall'estradosso della fondazione, infine EI è la rigidezza flessionale della torre. Nell'articolo di riferimento [6] viene commentato che i risultati evidenziano una risposta non lineare subito dalle prime fasi del processo di carico ciclico laterale.

3.4.3 Serie ciclica - C02

I risultati sperimentali sono riportati nel grafico sottostante (Figura 3.4). A seguito della serie ciclica C01 è stata applicata una serie di 1000 cicli da 0.41 a 0.82 volte H_{SLU} , quindi da 2.0kN a 4.0kN.

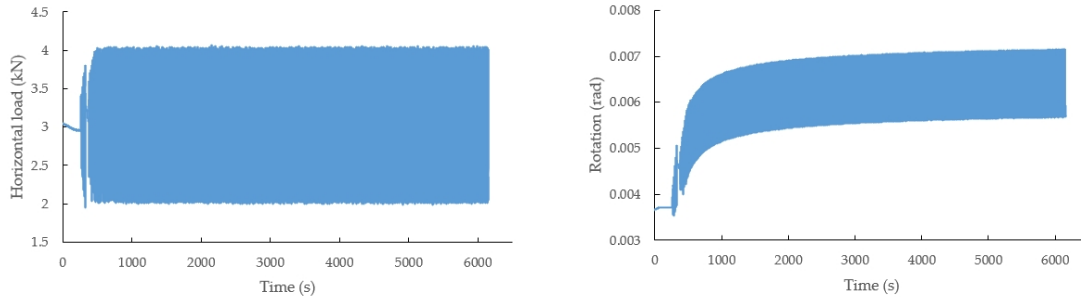


Figure 3.4: Evoluzione del carico orizzontale applicato (sx). Accumulo di rotazione irreversibile registrata (dx).

Si evidenzia che i risultati della serie ciclica C02 mostrano un progressivo accumulo di rotazione causato dallo spostamento verticale irreversibile. L'aumento di deformazioni plastiche per carichi ciclici di modesta entità viene chiamato *ratcheting*, che grazie al modello costitutivo che verrà adottato ed esposto nel prossimo capitolo si potrà riprodurre nelle simulazioni numeriche FEM.

I terreni granulari subiscono il fenomeno del *ratcheting* se sollecitati da cicli di carico-scarico (come nel caso in essere) di sufficiente entità, si ricorda che esso può essere definito come: “il graduale accumulo di deformazioni permanenti in un materiale granulare soggetto a carichi ciclici” [15]. Questo articolo ha indagato profondamente il fenomeno. Ha rivelato che la risposta al *ratcheting* è composta da due regimi: primario e secondario. Nel regime *primario* il terreno accumula rapidamente deformazioni plastiche, con un gradiente di accumulo pressoché costante all'aumentare del numero di cicli [21], [22], [23]; mentre in quello *secondario* l'accumulo plastico progredisce molto più lentamente con un gradiente di accumulo inferiore ma pur sempre costante all'aumentare del numero di cicli.

La calibrazione del modello costitutivo, in particolare del comportamento ciclico, esposta nel prossimo capitolo, è avvenuta sulla base dei dati sperimentali del regime di *ratcheting* primario, ergo nel range di 500-800 secondi circa del grafico a destra di Figura 3.4.

Il Modello SANISAND-MS e Calibrazione dei Parametri

4.1 OpenSees Software

In questo primo paragrafo viene presentato il software utilizzato per le analisi numeriche di questa Tesi: OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). Si tratta di un software open-source sviluppato dal Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) dell'Università della California, Berkeley, progettato principalmente per simulazioni numeriche basate sul Metodo degli Elementi Finiti (FEM). OpenSees è utilizzato per l'analisi strutturale e geotecnica, in particolare per il comportamento di strutture soggette a sollecitazioni sismiche. Dal punto di vista numerico, OpenSees è caratterizzato da un'architettura modulare che consente la personalizzazione e l'integrazione di nuovi modelli di materiali e algoritmi di soluzione. Supporta una vasta gamma di metodi di analisi numerica, tra cui l'analisi statica e dinamica, sia nel dominio del tempo che in quello della frequenza, con possibilità di eseguire simulazioni lineari e non lineari. Un aspetto rilevante per le applicazioni ingegneristiche è la capacità del software di gestire il comportamento non lineare di strutture e materiali, inclusi fenomeni come la plasticità, il danneggiamento e il degrado dei materiali, elementi critici per la simulazione di eventi sismici. OpenSees è programmato principalmente in Tcl/Tk, un linguaggio che permette la definizione dettagliata di modelli e scenari di carico complessi. Questa flessibilità lo rende adatto per affrontare problemi di grande complessità nel campo della simulazione numerica, facilitando lo sviluppo di soluzioni ad hoc per l'analisi delle prestazioni strutturali e geotecniche.

Per poter indagare più a fondo la costituzione di questo strumento si invitano i lettori a visitare il sito ufficiale [14].

Data la natura open-source e flessibile del software durante il corso dello sviluppo della tesi si sono migliorate alcune sue proprietà, questo ulteriore contributo è osservabile in Appendice B

4.2 Modelli per il comportamento elasto-plastico ciclico per le sabbie

Una relazione sforzo-deformazione idonea al problema geotecnico in esame è essenziale per ottenere dei risultati che ben riproducano il comportamento del terreno sotto le condizioni di carico in esame.

Seguendo la descrizione di molti studi e autori tra i quali [24], [25], [26], [27], le principali caratteristiche del comportamento di terreni saturi, privi di coesione (granulari) in condizioni drenate o non, può essere riassunto come segue:

1. quando soggette a carichi monotoni, in condizioni drenate, le sabbie sciolte (loose sand) esperiscono una riduzione di volume (comportamento contraente), mentre le sabbie dense tendono ad espandere (comportamento dilatante) una volta raggiunto un certo rapporto di sforzo $\eta = q/p'$. Questo fenomeno è conosciuto come trasformazione di fase. Successivamente, se la deformazione continua, il materiale può raggiungere la cosiddetta linea dello stato critico, in cui la deformazione avviene senza ulteriori cambiamenti di volume. [28], [29];
2. quando le condizioni non sono drenate, non avviene una deformazione volumetrica, ma qualsiasi cambiamento di carico comporta uno sviluppo di pressioni interstiziali;
3. in laboratorio, campioni di sabbia sottoposti a carichi ciclici di taglio in condizioni drenate hanno mostrato un accumulo progressivo di deformazioni plastiche deviatoriche [30], [31]. Si è osservato che l'evoluzione di questo accumulo dipende in modo caratteristico dalle proprietà del terreno e dalle condizioni del carico ciclico applicato [15].
4. sotto l'azione di carichi ciclici in condizioni non drenate, si verifica un progressivo accumulo di pressioni interstiziali, ciò può comportare nelle sabbie sciolte una rottura per liquefazione ciclica, mentre le sabbie dense esperiscono un meccanismo di mobilità ciclica [32].

Dato che nel problema geotecnico di questa tesi le condizioni sono sempre drenate, in quanto la frequenza del carico ciclico eolico è sufficientemente bassa per permettere il completo drenaggio ed inoltre trattando un terreno granulare le condizioni sono quasi sempre drenate; di seguito sono spiegate più nel dettaglio le caratteristiche del comportamento solo sotto tali condizioni.

4.2.1 Comportamento ciclico in condizioni drenate delle sabbie

I campioni di sabbia sottoposti in laboratorio a carichi ciclici di taglio, in condizioni drenate, sperimentano un accumulo di deformazioni deviatoriche [30], [31]. A seconda delle proprietà del terreno e delle condizioni di carico ciclico, tale accumulo può progredire secondo schemi differenti [15]:

1. *Comportamento Elastico*. Se lo sforzo deviatorico applicato è troppo esiguo, nessun tipo di accumulazione ciclica e irreversibile/plastica deformazione è osservata, ergo si può definire che il terreno si comporta, pressoché, elasticamente.
2. *Shakedown Elastico*. L'accumulo plastico di deformazione si verifica solo durante un limitato numero di cicli iniziali. Durante l'assestamento elastico, il materiale si adatta ai carichi applicati e, una volta raggiunto questo stato, non mostra più deformazioni permanenti, rispondendo invece in modo elastico ai cicli di carico successivi. La risposta è non isteretica [33], [34].
3. *Shakedown Plastico*. La risposta sforzo-deformazioni è isteretica. La deformazione plastica deviatorica si accumula progressivamente nei primi cicli iniziali. All'aumentare dei cicli applicati, slittamenti tra le superfici di contatto e/o riarrangiamento dei grani può verificarsi durante ogni ciclo, ma dopo un numero finito di cicli si raggiunge uno stato stabile nel quale l'accumulo di deformazione deviatorica in ogni ciclo è trascurabile [34], [35]. Questo comportamento è spesso chiamato "adattamento plastico ideale" [33], oppure "shakedown plastico" [34], [35].
4. *Ratcheting*. La risposta sforzo-deformazioni è isteretica. Le deformazioni deviatoriche si sviluppano in continuo al progredire dei cicli di carico con un decrescente, sebbene mai nullo, tasso. Dunque, riformulando, il comportamento ratcheting può essere quindi definito come un graduale accumulo di deformazioni permanenti per un dato materiale granulare soggetto a carichi ciclici [15].

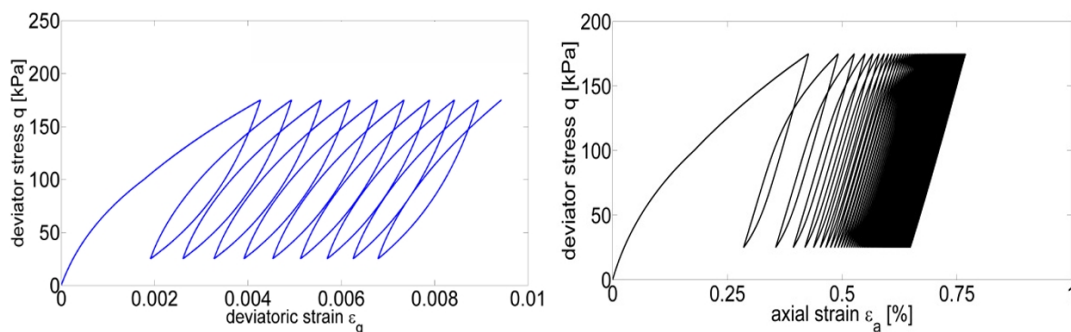


Figure 4.1: Confronto tra prove cicliche drenate su sabbia con SANISAND04 (sx) e SANISAND-MS (dx) [7]

4.2.2 Il fenomeno del Ratcheting

Un fenomeno particolarmente intrigante nei "driven system" (sistemi forzati o guidati) è il cosiddetto *effetto ratchet* [15]. E' un concetto che deriva dalla meccanica, ma viene applicato in diversi campi, come l'economia, la biologia [36], la fisica [37], e la teoria dei sistemi complessi. L'idea centrale è che un sistema possa muoversi agevolmente in una direzione, ma trovi ostacoli nel muoversi nella direzione opposta, creando così un comportamento asimmetrico. Questo processo è simile al funzionamento di un cricchetto (*ratchet*), un dispositivo che consente il movimento solo in una direzione.

L'articolo [38] menziona l'effetto ratchet, in quanto è stato dimostrato attraverso esperimenti e simulazioni numeriche che i fenomeni di: (i) convezione e accumulo (ii) segregazione dimensionale dei grani, indotti dalle vibrazioni sono spiegabili con questo meccanismo.

La comprensione di questo fenomeno è cruciale nell'indagine sulla deformazione permanente nelle strutture soggette a carichi ciclici. Nei terreni, questo carico può essere indotto da terremoti, onde marine, traffico stradale, ecc [39].

Nell'articolo [40] si conferma sperimentalmente quanto evidenziato da [15], ossia il *ratcheting* scomposto in due fasi:

1. la *fase di densificazione - regime a primario* (o semplicemente fase di riarrangiamento se la sabbia è abbastanza densa): inizia immediatamente dopo il primo ciclo di carico ed è caratterizzata da una progressiva subsidenza della superficie del terreno. Durante questa fase, la compattazione ciclica del terreno dovuta agli spostamenti della fondazione provoca un riarrangiamento dei granuli e, in generale, una riduzione dei vuoti intergranulari. E' l'unica fase trattata in questa Tesi;
2. la *fase dominata dalla convezione - regime secondario*: anziché produrre un'ulteriore densificazione del terreno, i movimenti laterali ciclici della fondazione causeranno principalmente uno spostamento convettivo di tipo ratcheting delle particelle di sabbia.

Il prossimo paragrafo affronterà la modellazione del ratcheting nel modello costitutivo attraverso il framework della *bounding surfaces plasticity*.

4.3 Il modello costitutivo scelto: SANISAND-MS

4.3.1 Aspetti generali

Questa sezione introduce la struttura, i concetti chiave della costituzione del modello costitutivo SANISAND-MS. La sua formulazione si basa sul modello progenitore SANISAND2004 sviluppato da Dafalias&Manzari (2004) [41], [42], ma con un'importante variazione, ovvero la sostituzione del *fabric tensor* con la *memory surface* [43].

Un piccolo inciso sul quadro generale della famiglia SANISAND: è il nome usato per identificare il gruppo dei "Simple ANIsotropic SAND models" (il nome è risultante dall'unione delle lettere in maiuscolo), sviluppati nell'ambito della meccanica dello Stato Critico e con un'architettura *bounding surfaces*. Il legame costitutivo si figura come cinque superfici (loci) nello spazio delle tensioni, delle coniche con un punto angoloso (vertice) nell'origine: il cono, di snervamento *yield locus* f^M che confina il dominio elastico, la superficie limite *bounding surface* f^B , la superficie conica di dilatanza f^D che segna il passaggio da comportamento contraente a dilatante, la superficie critica f^C e infine l'ultima evoluzione, cioè la *memory surface* f^M .

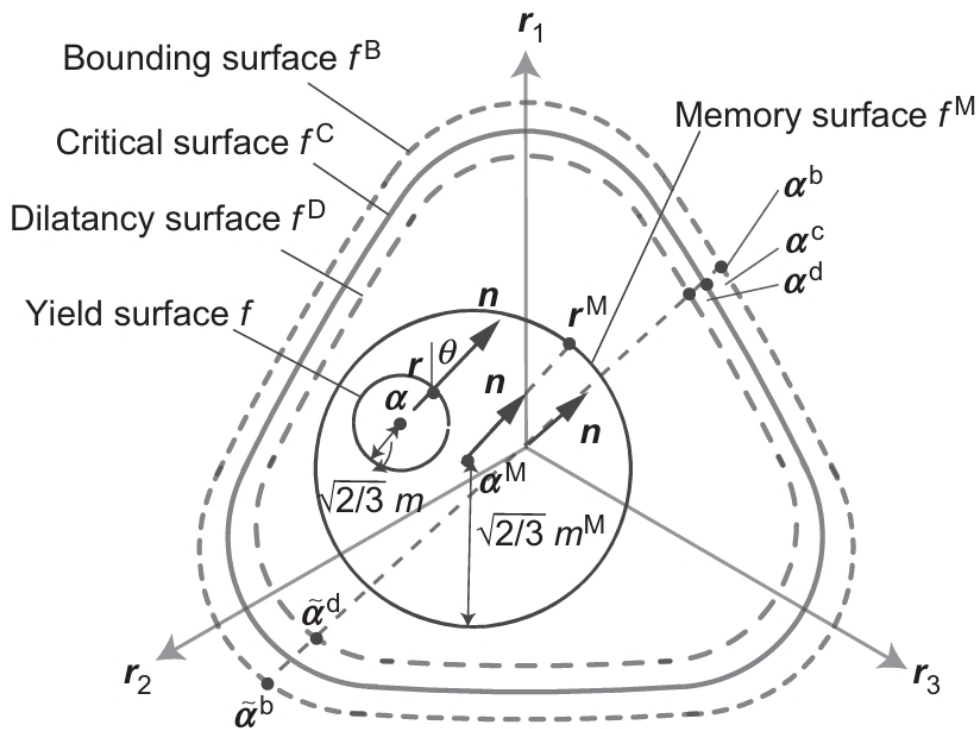


Figure 4.2: Rappresentazione del modello SANISAND-MS nel piano π normalizzato [6]

4.3.2 Sinossi della formulazione matematica del modello

La formulazione matematica del modello costitutivo, per ragioni di brevità, è in questa tesi esposta con sintetiche e concettuali spiegazioni. Per approfondimenti consultare il seguente articolo con cui il modello è stato introdotto nella comunità scientifica [22].

Equazioni base

Dunque con $\sigma_1, \sigma_2 = \sigma_3$ si denotano le tensioni efficaci principali (in questa tesi tutte le tensioni sono considerate efficaci) e con $\epsilon_1, \epsilon_2 = \epsilon_3$ le corrispondenti deformazioni principali. Le variabili triassiali: $q = \sigma_1 - \sigma_3$ lo sforzo deviatorico, pressione $p = 1/3(\sigma_1 + 2\sigma_3)$, deformazione deviatorica $\epsilon_q = 2/3(\epsilon_1 - \epsilon_3)$, deformazione volumetrica $\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$. Infine il rapporto di sforzo $r = q/p$. La notazione degli apici e e p stanno per *elastico* e *plastico*. Le relazioni incrementali di sforzo-deformazioni sono date dalle seguenti espressioni [41]:

$$d\epsilon_q^e = dq/3G; \quad d\epsilon_v^e = dp/K \quad (4.1)$$

$$d\epsilon_q^p = dr/H; \quad d\epsilon_v^p = d|d\epsilon_q^p| \quad (4.2)$$

In cui G e K sono i moduli elastici di taglio e compressibilità (bulk) rispettivamente; H è il modulo plastico di incrudimento associato agli incrementi nel rapporto di sforzo dr , mentre d è la dilatanza.

Comportamento elastico

La superficie di snervamento è il limite tra deformazioni elastiche e plastiche. Il comportamento del terreno entro il *yield locus* è (ipo)elastico, con modulo di taglio G e modulo di Poisson ν . In questo modello costitutivo, il modulo di taglio G , evolve al variare di e e p , è espresso come:

$$G = G_0 \cdot p_{atm} [(2.97 - e)^2 / (1 + e)] \sqrt{p/p_{atm}} \quad (4.3)$$

Il corrispondente modulo di compressibilità, detto "bulk modulus" K può essere ottenuto dalla seguente espressione:

$$K = \frac{2G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.4)$$

In queste ultime due equazioni si presentano due parametri del modello costitutivo: il modulo di taglio per piccole deformazioni G_0 , il modulo di Poisson ν .

Superficie di snervamento "Yield locus"

Il "yield locus" è ottenuto come il luogo di zeri della funzione f , il quale come introdotto, è un cuneo aperto la cui direzione è individuata dal rapporto *back-stress tensor* α e la cui ampiezza di apertura dal parametro costitutivo m .

$$f = \sqrt{(\mathbf{q} - p\alpha) : (\mathbf{q} - p\alpha)} - \sqrt{2/3}mp = 0 \quad (4.5)$$

Questo meccanismo è chiamato incrudimento cinematico (anisotropo) [41].

La superficie di stato critico "Critical state locus"

La famiglia dei SANISAND è sviluppata sulle basi della teoria dello stato critico [44] che è una componente fondamentale per questa famiglia. Il parametro di stato ψ , introdotto dallo studio [45], è definito come la distanza tra l'indice dei vuoti corrente e quello corrispondente a stato critico.

$$\psi = e - e_c \quad (4.6)$$

L'indice dei vuoti iniziale e_0 per una sabbia più densa dello stato critico (punto a) è al di sotto della Linea dello Stato Critico (Critical State Line - CSL). All'applicazione di un carico, tende a compattarsi spostandosi al punto a'_d , poi dilata fino al punto a'_c sulla CSL, quando $e = e_c$ avviene la rottura. Invece, per una sabbia meno densa dello stato critico (punto b). All'applicazione del carico, la sabbia tende a consolidare, fino a quando raggiunge la CSL (b'_c) in cui giunge la rottura. Quindi per una sabbia che è al di sopra dello stato critico e quindi con un indice dei vuoti superiore a quello critico non si verifica dilatazione. La Figura 4.3 riassume i concetti esposti: Dunque, una relazione

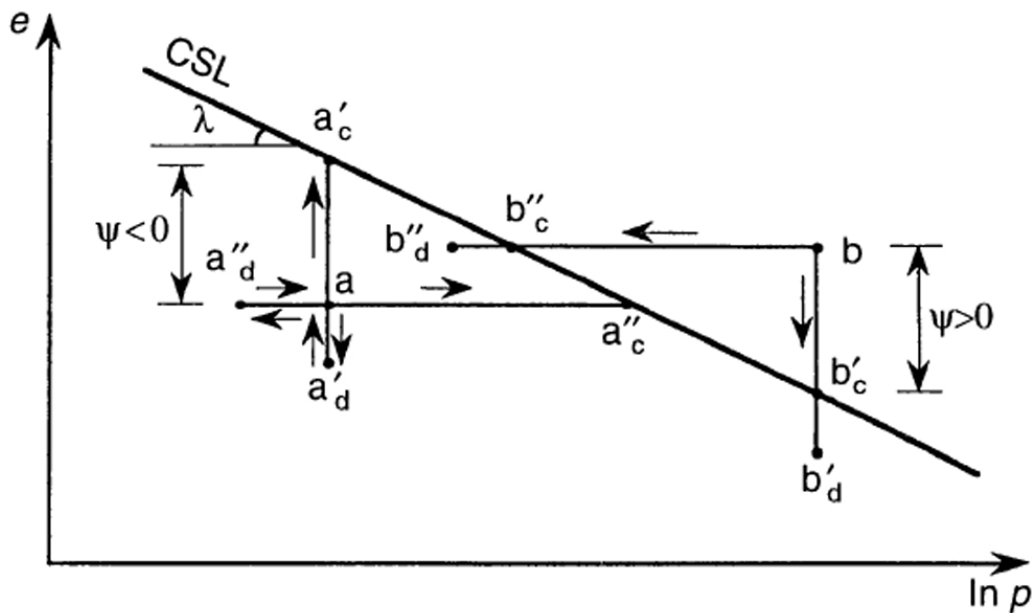


Figure 4.3: Stress path nel piano e - $\ln p$ per due stati significativi punti a, b [8].

lineare è quella più comune e semplice, ma è stato osservato che le linee dello stato critico non sono individuate da rette ma da curve nel piano e - $\ln(p')$, coerentemente con quanto dimostrato in molteplici studi sperimentali su variegati tipi di terreni sabbiosi [46], [47], [48]. La sua generica espressione è la seguente:

$$e_c = e_0 - \lambda_c (p_c / p_{atm})^\xi \quad (4.7)$$

con e_0 , λ_c e ξ parametri del modello costitutivo. La proiezione della superficie critica sul piano normalizzato π è espressa mediante il tensore deviatorico r_θ^c , per maggiori dettagli

[22], la cui espressione è funzione di un altro parametro costitutivo ovvero il rapporto di sforzo critico $M_c = q_c/p_c$ [22]:

$$\mathbf{r}_\theta^c = \sqrt{2/3}g(\theta)M\mathbf{n} \quad \text{con} \quad \mathbf{n} = (\mathbf{r} - \boldsymbol{\alpha})/\sqrt{2/3}m \quad (4.8)$$

La legge di flusso

La legge di flusso descrive lo sviluppo delle deformazioni plastiche. Le quali sono somma di due principali contributi: volumetrica e deviatorica. Ecco le loro espressioni:

$$d\boldsymbol{\epsilon}_q^p = \langle L \rangle \mathbf{R}'; \quad d\boldsymbol{\epsilon}_{vol}^p = \langle L \rangle D \quad (4.9)$$

in cui \mathbf{R}' e D sono rispettivamente, il tensore della direzione di flusso plastico deviatorico [41] e il coefficiente di dilatanza. Il moltiplicatore plastico L (o indice di carico) può essere espresso nella seguente forma:

$$L = \frac{1}{K_p} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} : d\boldsymbol{\sigma} \quad (4.10)$$

con K_p comunemente denominato modulo plastico [22].

Incrudimento cinematico e superficie limite *bounding locus*

Il rapporto di back-stress $\boldsymbol{\alpha}$ che individua la direzione del *yield locus* è assunto che evolve con la seguente legge di incrudimento:

$$d\boldsymbol{\alpha} = \frac{2}{3} \langle L \rangle h (\mathbf{r}_\theta^b - \mathbf{r}) \quad (4.11)$$

La quale implica l'espressione di K_p seguente [41]:

$$K_p = \frac{2}{3} \langle L \rangle p h (\mathbf{r}_\theta^b - \mathbf{r}) : \mathbf{n} \quad (4.12)$$

In cui:

$$\mathbf{r}_\theta^b = \frac{2}{3} g(\theta) M \exp(-n^b \psi) \mathbf{n} \quad (4.13)$$

La dimensione della superficie limite è modulata dal parametro di stato ψ e il parametro del modello n^b .

Secondo l'equazione 4.11, il centro del *yield locus* trasla nel piano π nella direzione $\mathbf{r}_\theta^b - \mathbf{r}$, con magnitudine governata dal fattore di hardening h . Tuttavia, è necessario sottolineare che il parametro di incrudimento h è stato riformulato per tener conto di due postulati: (i) un punto, ergo una condizione di sforzo, non può mai ricadere all'esterno della *memory surface*, (ii) la *memory surface* può solo includere la superficie di snervamento o al massimo essere coincidente. Questi requisiti sono compatibili con la seguente riformulazione [22]:

$$h = \frac{b_0}{\mathbf{r} - \mathbf{r}_{in} : \mathbf{n}} \exp \left[\mu_0 \left(\frac{p}{p_{atm}} \right)^{n=0.5} \left(\frac{b^M}{b_{ref}} \right)^{w=2} \right] \quad (4.14)$$

In cui il termine $(\mathbf{r}_\theta^b - \mathbf{r}) : \mathbf{n}$ rappresenta la distanza della attuale posizione del *yield locus* e la superficie limite *bounding*, mentre $b^M = (\mathbf{r}^M - \mathbf{r}) : \mathbf{n}$ rende conto della distanza tra la posizione attuale del *yield locus* e la MS; μ_0 è un nuovo parametro del modello, inerente la MS, che controlla l'intensità di b^M nell'espressione, nonché governa l'accumulo di deformazione (ratcheting) sotto l'azione in condizioni drenate di carichi ciclici.

La *memory surface* - MS

La superficie circonda una regione evolutiva di sforzo associata ai carichi ciclici ripetuti, dunque legati all'evoluzione degli sforzi anisotropi indotti su scala microscopica, ergo in grado di riprodurre gli effetti della tessitura rilevanti per il ratcheting ciclico [22], [23]. La *memory surface* permette una rappresentazione fenomenologica degli effetti micro-meccanici associati alle variazioni di tessitura particellare del suolo che accadono durante sollecitazioni cicliche, come ad esempio le variazioni in rigidità e dilatazione. Questi cambiamenti alla scala microscopica posseggono attributi di "intensità" e "direzionalità", i quali hanno ispirato l'introduzione nel modello SANISAND-MS un meccanismo combinato isotropico-cinematico incrudente per la *memory surface* [22], [43]. Siccome la contrazione favorisce "il rinforzo della tessitura", le fasi cicliche in contrazione sono connesse con un'espansione della *memory surface* ($dm^M > 0$), e dunque ad un incremento di rigidità. Anche un meccanismo di contrazione della *memory surface* ($dm^M < 0$) è stato ritenuto necessario, per simulare le perdite di rigidità causate dalle fasi cicliche in dilatazione [23].

Da un punto di vista analitico, il *memory locus* $f^M = 0$ è rappresentato da una superficie conica di equazione [22]:

$$f^M = \sqrt{(\mathbf{q} - p\boldsymbol{\alpha}^M) : (\mathbf{q} - p\boldsymbol{\alpha}^M)} - \sqrt{2/3}m^Mp = 0 \quad (4.15)$$

I cambiamenti nella tessitura del suolo (soil fabric) sono catturati mediante espansione (o contrazione) e traslazione della *memory surface*. La dimensione muta al variare del parametro m^M con la seguente legge [22]:

$$dm^M = \sqrt{3/2}d\boldsymbol{\alpha}^M : \mathbf{n} - \frac{m^M}{\zeta} f_{shr} \langle -d\epsilon_{vol}^p \rangle \quad (4.16)$$

In cui f_{shr} è un fattore geometrico, $d\epsilon_{vol}^p$ è l'incremento di deformazione plastica volumetrica, $\boldsymbol{\alpha}^M$ è il tensore *back-stress* della MS. m^M è la taglia corrente della MS ed infine ζ il parametro costitutivo che governa la contrazione della MS nelle fasi di dilatazione, che per semplicità non dipende da nessuna variabile di stato o di sforzo (e.g. p , e , etc.) [22]. Come suddetto, le fasi cicliche dilatazione comportano una *memory loss*, questa perdita è espressa dal secondo termine dell'equazione 4.15. L'incrudimento cinematico è incorporato tramite una traslazione parallela della MS lungo la direzione della superficie di snervamento, ed è espresso come:

$$d\boldsymbol{\alpha}^M = \frac{2}{3} \langle L^M \rangle h^M (\mathbf{r}_\theta^b - \mathbf{r}^M) \quad (4.17)$$

in cui h^M è il modulo di incrudimento della MS e invece L^M è l'indice di carico della MS, per maggiori dettagli sulle loro espressioni [22].

4.4 Calibrazione del modello costitutivo avanzato

Il modello strutturale e le prove sperimentali sulle quali verrà effettuata la calibrazione del legame costitutivo del terreno fanno riferimento al programma sperimentale descritto nel capitolo precedente in cui l'articolo [6] è il principale soggetto. In questa sezione viene esposta la procedura con cui il modello costitutivo adottato per la sabbia viene calibrato. A tal scopo sono necessarie delle prove di laboratorio in cui il materiale viene testato e la sua risposta registrata.

L'obiettivo è di ottenere, attraverso delle simulazioni numeriche FEM delle prove eseguite in laboratorio, delle risposte simili a quelle registrate su dei veri campioni del materiale in esame.

La simulazione attraverso software FEM riproduce verosimilmente le fasi di prova realmente condotte sui campioni del materiale in esame. Chiaramente, disponendo delle prove condotte sul modello strutturale in scala 1:15 in precedenza esposto, queste si utilizzeranno al fine di perfezionare la calibrazione del modello costitutivo. Infatti, dato l'onere computazionale delle analisi e l'elevato numero di parametri da calibrare da cui dipende il comportamento della sabbia si è scelto di partire con la calibrazione da dei risultati di prove monotoniche triassiali in compressione ed estensione drenate.

Queste prove triassiali sono state condotte su una sabbia che nominalmente è la stessa, cioè sabbia del Ticino, però nel 2007, da un fornitore diverso rispetto a quella dell'articolo di riferimento [6], quindi processo di lavorazione diverso e di conseguenza forme dei grani di sabbia differenti. Ergo, queste simulazioni FEM che di seguito verranno esposte sono utili al fine di ottenere una calibrazione di massima così da partire da un set di parametri che riducono l'onere computazionale della calibrazione sul modello strutturale.

4.4.1 Simulazione delle prove di laboratorio attraverso metodo FEM - Prove triassiali

I test di laboratorio sono simulati numericamente sul software OpenSees utilizzando un singolo elemento di volume esaedrico a 8 nodi chiamato *SSPbrick - Stabilized Single Point element*, il quale ha 3 gradi di libertà per ogni nodo (3 spostamenti nelle 3 direzioni principali) ed un solo punto Gaussiano nel suo centro geometrico. L'elemento rappresenta un quarto del campione di prova; la sua base è ferma vincolata mentre su due lati si sono adottati vincoli in congruenza con le condizioni cinematiche derivanti dalla doppia simmetria del problema.

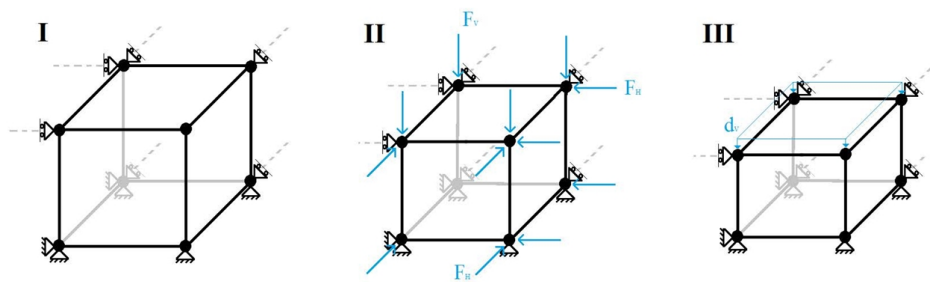


Figure 4.4: Simulazione prova triassiale su singolo elemento: I) condizioni vincolari II) fase di consolidazione $F_{v,h}$ III) fase deviatorica, spostamenti imposti (o carichi applicati) sui nodi della faccia superiore [9].

La Figura 4.4 schematizza le fasi del problema in esame e le condizioni vincolari applicate.

Set di parametri adottati

| Elasticità | | Stato Critico e Indice dei vuoti iniziale | | | | | | Plasticità e Incrudimento | | |
|------------|-------|-------------------------------------------|---------|-------------|-------|---------------------|---------|---------------------------|--------|--------|
| G_0 | ν | M_c | c | λ_c | e_0 | ξ | e_i | h_0 | c_h | n^b |
| 350 | 0.2 | 1.52 | 0.525 | 0.023 | 0.958 | 0.305 | 0.70 | 4.05 | 1.25 | 0.40 |
| Dilatanza | | Memory Surface | | Yield | | Parametri - Analisi | | | | |
| A_0 | n^d | μ_0 | ζ | β | m | intScheme | TanType | JacoType | TolF | TolR |
| 1.06 | 1.17 | - | - | - | 0.005 | 3 | 1 | 1 | 1.0e-6 | 1.0e-6 |

Table 4.1: Descrizione dei parametri di SANISAND-MS utilizzati al fine di simulare le prove triassiali.

Risultati - Plots

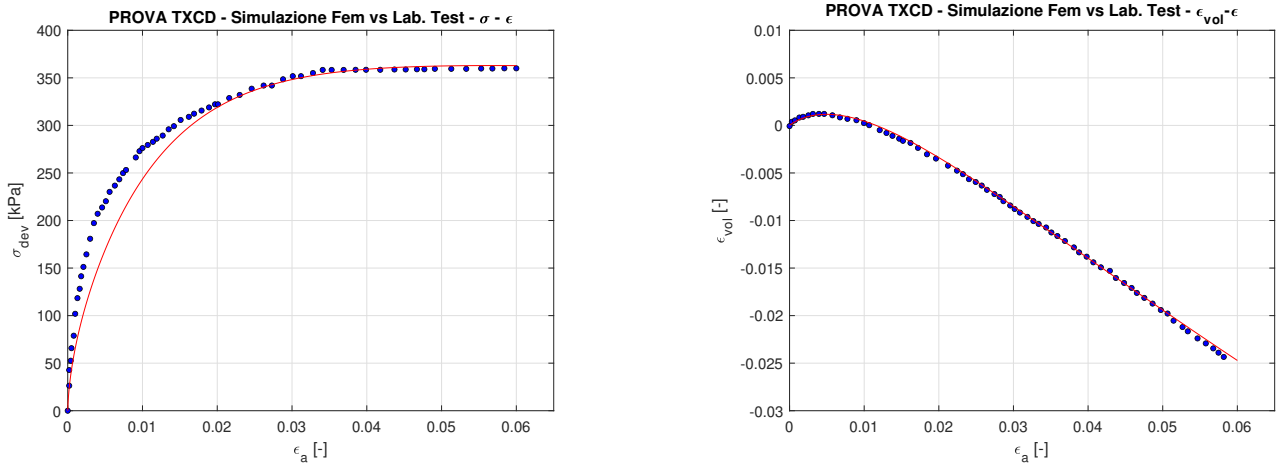


Figure 4.5: Compressione Triassiale Drenata (TXCD) - Curva FEM (rosso) vs Curva di laboratorio (blu)

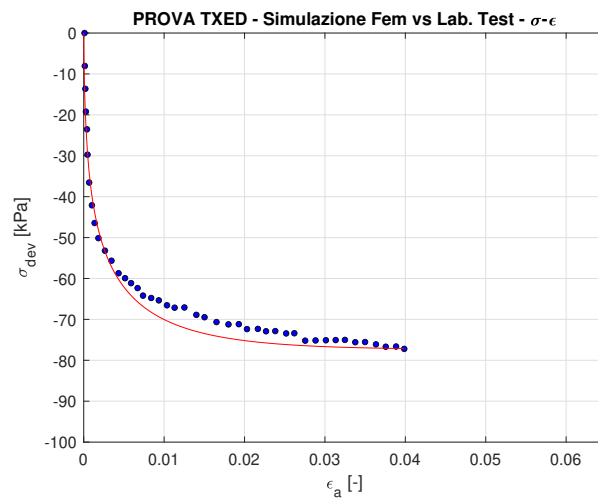


Figure 4.6: Estensione Triassiale Drenata (TXED) - Curva FEM (rosso) e Curva di laboratorio (blu)

Dunque, osservata la ottima similitudine tra le curve di laboratorio e quelle numeriche, si asserisce che i parametri descritti nella Tabella 4.1 sono assunti come parametri di partenza per perfezionare la calibrazione attraverso le prove sul modello strutturale espone nel capitolo 3.

4.4.2 Simulazione delle prove di laboratorio attraverso metodo FEM - Prove cicliche sul modello strutturale

La costruzione del modello in scala ridotta realizzato al fine di sottoporlo alle prove descritte nel [6], ha avuto luogo sul software GiD Simulation [13].

Come suddetto le dimensioni del dominio sono fissate dal modello strutturale e già validate preliminarmente attraverso analisi FEM. Ergo, è stato condotto solo uno studio di validazione al fine di scoprire il numero di elementi ottimale, ovvero si è giunti ad un numero di elementi tale per cui se essi fossero in numero maggiore per aumentare la precisione della soluzione, quest'ultima non varierebbe ormai di quantità "ingegneristicamente" interessanti. Questo studio è possibile osservarlo nell'Appendice C. Altro punto chiave della modellazione è che per snellire l'onere computazionale dato che il sistema è caricato solo uni-direzionalmente si è sfruttata la duplice simmetria sia della geometria che delle condizioni di carico, quindi del sistema, queste condizioni hanno permesso di studiare solo metà del modello reale.

Setup del Modello FEM

Si è costruita una Mesh strutturata costituita da elementi esaedrici *SSPbrick - Stabilized Single Point element* (gli stessi utilizzati per simulare le prove triassiali), sia per la fondazione, sia per il terreno (la sabbia contenuta nella vasca), mentre per la torre sono stati utilizzati degli elementi monodimensionali *Elastic Timoshenko Beam*. La continuità tra le due parti è stata assicurata tramite l'utilizzo di elementi *RigidLink beam*. La Mesh, cioè il prodotto della discretizzazione della geometria in un'altra, come risultante dall'unione di elementi definiti da nodi, è composta da un numero complessivo di 20287 elementi, di cui 13 sono *Beams*, i restanti sono elementi *Hexahedron*, divisi tra elementi appartenenti alla fondazione e quelli invece del suolo, ai cui vertici ci sono i nodi, in totale 23044. L'articolo di riferimento [6] specifica che *durante tutte le fasi di prova monotone e cicliche la fondazione è rimasta non fessurata*, ragion per cui il modello costitutivo adottato per gli elementi della fondazione è *ElasticIsotropic* con E del calcestruzzo C30/37 e ν pari a 0.2. Per ottimizzare la velocità e precisione di calcolo si è infittita la Mesh, con un gradiente crescente verso l'area di impronta della fondazione, perché è qui che si concentrano deformazioni e sforzi. La torre non ha ragione di essere modellata volumetricamente in quanto ha solo la funzione di trasmettere i carichi in fondazione, in particolare il momento ribaltante (azione del vento agli S.L.E.) e il carico verticale (peso della struttura). Inoltre, non è stata modellata nessuna interfaccia tra la fondazione e il terreno in quanto dalle prove sperimentali non sono emersi significativi distacchi e/o scorrimenti tra la fondazione e il terreno. Per maggiori dettagli sulla costruzione del modello si consulti l'Appendice... dedicata all'esposizione del codice "costruttore" del modello e delle analisi ed anche il manuale di OpenSees [49].

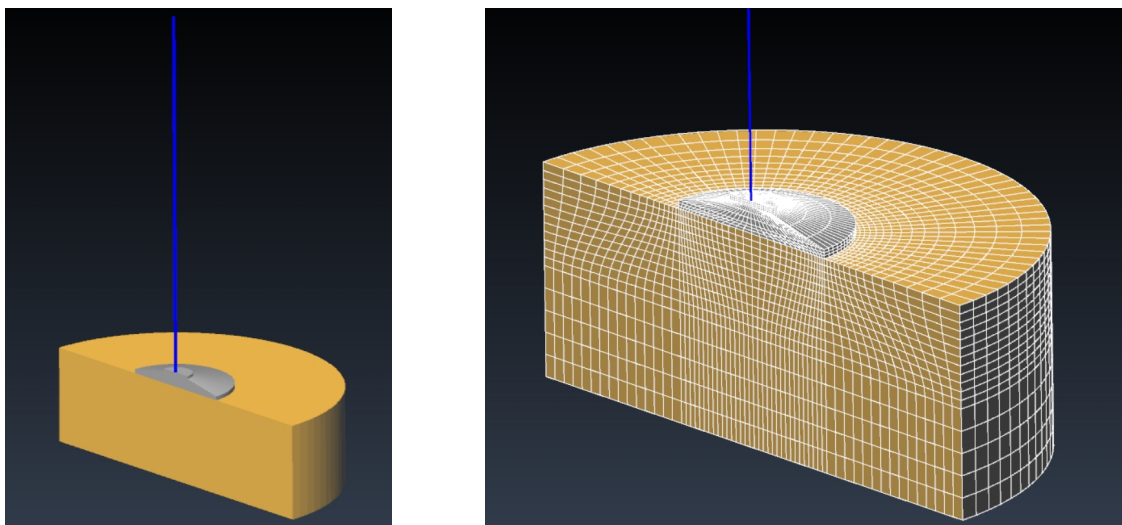


Figure 4.7: Viste Assonometriche del modello FEM: il semi-volume di sabbia nella vasca (in giallo), della fondazione tronco conica in calcestruzzo armato (in grigio), su questa si staglia la torre eolica (in blu). Nella vista di destra si può osservare più in dettaglio la Mesh adottata.

Condizioni al contorno e Fasi di carico

Le condizioni al contorno sono impostate in modo tale da avere sui piani laterali nodi che possono solo traslare verticalmente, invece i nodi appartenenti al piano limite inferiore del dominio di terreno hanno la traslazione verticale impedita, infine sul piano di simmetria si è vincolata la traslazione dei nodi in direzione-x per ottemperare alla congruenza cinematica. Le simulazioni numeriche ai fini della calibrazione consistono essenzialmente in quattro fasi:

1. **Stato geostatico:** inizialmente, il modello FEM esposto nella Figura 4.7 è interamente formato da elementi in stato di sforzo-deformazione nullo. Alla fine di questa fase di carico il terreno è allo stato " K_0 ", o anche detto geostatico. Inoltre, al fine simulare la presenza dello strato di terreno di riporto, il cosiddetto sovraccarico, si sono introdotti gli elementi *SurfaceLoad* i quali permettono di applicare una pressione uniforme sulle singole facce degli elementi *SSPbrick*, in particolare per quegli elementi che formano la faccia limite superiore. Il valore della pressione è stato calcolato con la seguente espressione:

$$q_s = \gamma_{sabbia} \cdot h_{riporto} = 16.19 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.20m = 3.24kPa \quad (4.18)$$

2. **Introduzione della struttura - applicazione carico verticale:** la costruzione della struttura ovvero della fondazione superficiale e della torre della OnWT è simulata tramite l'applicazione di un carico in testa alla torre contemplativo del peso della torre e della fondazione e di tutti gli elementi che compongono la struttura, per maggiori dettagli consultare l'articolo di riferimento [6]. Chiaramente agli elementi

SSPbrick e *Elastic Timoshenko Beam* che compongono la fondazione e la torre è stata attribuita rispettivamente densità volumetrica e lineare nulla da principio, quindi peso nullo. Il valore del carico applicato è $V = -94.8kN$, per maggiori dettagli sulla sua determinazione è possibile osservare quanto descritto nel [6].

3. **Effetti S.L.E. causati dal vento - applicazione carico ciclico laterale prova C01:** la simulazione della prova C01 [6], è stata condotta in regime statico seguendo la successione di valori del carico H , osservabile nel grafico a sinistra di Figura 3.3, la risposta che si anela riprodurre è rappresentata nel grafico di destra ed è sovrapposta con la risposta simulata attraverso il modello FEM nel grafico di Figura 4.8.

Set di parametri scelti

| Elasticità | | Stato Critico e Indice dei vuoti iniziale | | | | | | Plasticità e Incrudimento | | |
|------------|-------|-------------------------------------------|------------|-------------|-------|-----------|---------------------|---------------------------|--------|--------|
| G_0 | ν | M_c | c | λ_c | e_0 | ξ | e_i | h_0 | c_h | n^b |
| 95 | 0.2 | 1.46 | 0.70 | 0.023 | 0.958 | 0.305 | 0.70 | 1.046 | 0.985 | 2.00 |
| Dilatanza | | Memory Surface | | | Yield | | Parametri - Analisi | | | |
| A_0 | n^d | μ_0 | ζ | β | m | intScheme | TanType | JacoType | TolF | TolR |
| 0.84 | 3.50 | 125 | 0.00000035 | 1 | 0.005 | 3 | 1 | 1 | 1.0e-6 | 1.0e-6 |

Table 4.2: Descrizione dei parametri di SANISAND-MS utilizzati al fine di simulare la prova ciclica C01.

Risultati - Plots

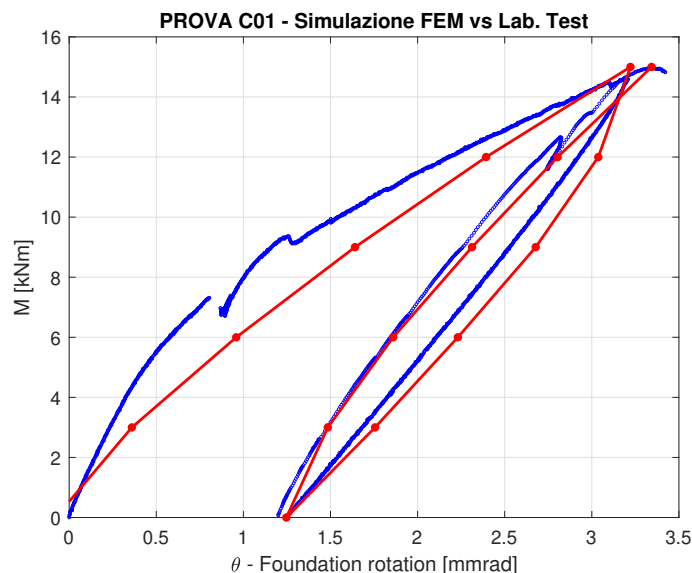


Figure 4.8: PROVA C01 - 1° Ciclo di carico laterale - Curva FEM (rosso) e Curva di laboratorio (blu)

4. **Effetti S.L.E. causati dal vento - applicazione carico ciclico laterale prova C02:** la simulazione della prova C02 [6], è avvenuta sempre in regime statico seguendo la successione di valori del momento M , ossia variabile con legge sinusoidale tra 10.0 e $20kNm$.

Riprodurre 1000 cicli della serie completa di laboratorio comporterebbe notevoli, se non odiosi tempi di calcolo. E' stato scelto di simulare i primi trenta cicli di carico laterale così da calibrare il gradiente di ratcheting con quello registrato in laboratorio e in questo modo poter stimare con sufficiente accuratezza ma comunque a favore di sicurezza (il gradiente non può che diminuire leggermente con l'avanzare dei cicli), l'accumulo deformativo per un numero di cicli N generico.

Set di parametri scelti

I parametri scelti sono gli stessi esposti nella Tabella 4.2.

Risultati - Plots

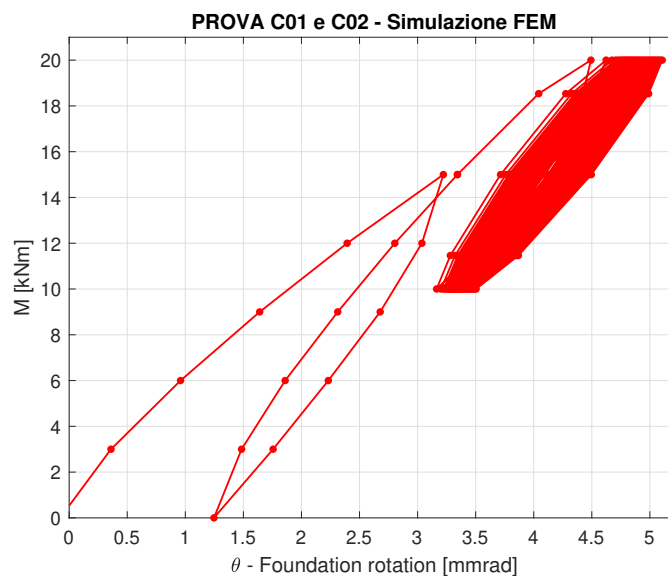


Figure 4.9: PROVA C02 - 30 Cicli di carico laterale - Curva FEM (rosso)

Dunque, come è possibile osservare dal grafico di Figura 4.9, a seguito della prova C01, sono indotti trenta cicli di carico laterale al fine di simulare la prova C02. Il momento applicato è nel range di 10-20 [kNm] congruamente a quanto applicato nella prova di laboratorio. Inoltre è anche possibile osservare il comportamento di *ratcheting* simulato grazie alla adozione del modello costitutivo SANISAND-MS.

La verifica della correttezza della calibrazione è osservabile attraverso il prossimo grafico di Figura 4.10. Sono stati presi i valori minimi, medi e massimi della rotazione netta della fondazione durante la serie ciclica C02, cioè depurata dell'accumulo di rotazione al termine della serie C01, calcolati con la formula (3.1), sia per la simulazione FEM che per la prova di laboratorio e messi a confronto.

Ergo, la qualità più importante da notare è che come atteso il comportamento è pressoché lineare con l'avanzare del numero di cicli, senonché il gradiente di accumulo delle deformazioni plastiche nella fase di *ratcheting* delle simulazioni FEM è congruo con quello registrato in laboratorio.

Le simulazioni numeriche condotte con il metodo agli elementi finiti (FEM) in OpenSees hanno mostrato uno scostamento di circa 0.4-0.5 [mmrad] rispetto ai dati sperimentali ottenuti tramite trasduttori LVDT.

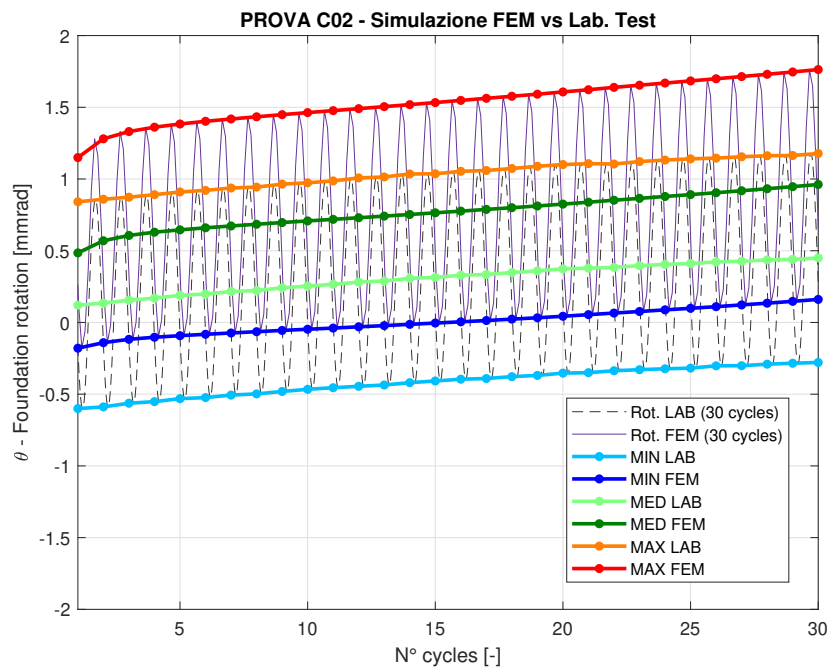


Figure 4.10: PROVA C02 - 30 Cicli di Carico Laterale - Valori MIN-MED-MAX di deformazione FEM vs Lab

Ad onta della già compiuta verifica della bontà dei parametri adottati al fine di simulare il comportamento ciclico verificatosi in laboratorio, si vuole mostrare adesso, nel grafico di Figura 4.11, la risposta monotona FEM a seguito dell'applicazione del carico verticale che dovrebbe riflettere quanto mostrato nel grafico di Figura 3.2.

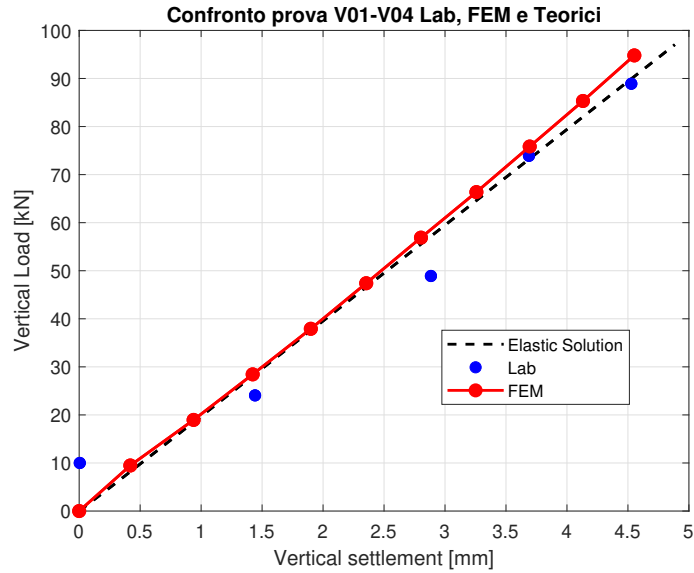


Figure 4.11: PROVA VO1-V04 - Applicazione carico verticale

Chapter 5

Studio parametrico per OnWT a vera grandezza

5.1 Premesse

Questo paragrafo collega i contenuti trattati finora. Il Capitolo 2 ha contestualizzato la tesi nell'ingegneria eolica on-shore, spiegando il funzionamento delle torri eoliche e la modellazione del vento. I Capitoli 3 e 4 si occupano delle prove sperimentali e del processo di calibrazione del modello costitutivo SANISAND-MS. Questo modello, calibrato su test in scala 1:15, è in grado di riprodurre il comportamento monotono e ciclico di una struttura eolica on-shore. Lo strumento principale è aver in mano un modello costitutivo capace di riprodurre verosimilmente il comportamento monotono e ciclico di una struttura eolica on-shore, ma adesso *a vera grandezza*. A questo punto è sufficiente effettuare un semplice *up-scale* omotetico del modello già costruito sul software GiD Simulation e compiere le simulazioni mediante l'utilizzo del solutore agli elementi finiti OpenSees.

Quest'architettura ci permette di poter effettuare delle analisi sul comportamento di queste strutture, come ad esempio la SSI e le sue caratteristiche, oppure studi parametrici con le grandezze geometriche/fisiche/geotecniche più rilevanti.

Ergo, rievocando quanto espresso nell'abstract, lo scopo in essere è di effettuare uno **studio parametrico** delle grandezze geometriche/fisiche/geotecniche, senonché sulla loro influenza sul fenomeno di *tilting* della fondazione superficiale, il quale può comportare un meccanismo fatale di collasso per ribaltamento, anche per carichi di modesta entità, quali quelli definiti agli S.L.E., quando questi agiscono ciclicamente numerose volte.

5.2 Design dell'Analisi Parametrica con il Metodo di Taguchi

5.2.1 Aspetti generali del Metodo Taguchi e utilizzo degli Array ortogonali

Il metodo Taguchi [16], che è parte della famiglia degli Experimental Design methods (DoE), è scelto per la sua affidabilità e adattabilità ai problemi di ingegneria. Sviluppato dall'ingegnere giapponese Genichi Taguchi negli anni '50, è una tecnica statistica avanzata per la progettazione sperimentale e/o numerica.

Un array ortogonale è una matrice sperimentale predefinita che consente di organizzare i parametri di un esperimento in modo efficiente. Gli array ortogonali permettono di testare diverse combinazioni di fattori in modo che ognuno di essi venga valutato indipendentemente dagli altri, riducendo al minimo le simulazioni numeriche FEM o gli esperimenti necessari rispetto a tutte le possibili combinazioni dei parametri. Gli array ortogonali si identificano con la notazione L_n , dove n rappresenta il numero di analisi numeriche necessarie. Questi array sono matrici ortogonali in cui ogni riga k -esima della matrice contiene la lista dei livelli da assegnare ai parametri durante l'analisi k -esima, invece ogni colonna della matrice corrisponde ad uno e un solo parametro ed esprime la lista di livelli che assume durante le n analisi da eseguire. La proprietà più importante di una matrice ortogonale è la sua "indipendenza statistica": non solo perché in ogni colonna c'è un egual numero di occorrenze di ogni livello, ma anche perché le colonne sono mutualmente ortogonali. Grazie all'indipendenza statistica, la stima degli effetti di ogni parametro tende ad essere accurata e riproducibile [16].

5.2.2 Analisi della Media dei Livelli (Level Average Analysis) nel Metodo Taguchi

I risultati delle analisi definite attraverso la matrice del metodo di Taguchi costituiscono i "dati grezzi di output" dello studio parametrico, essi sono quindi post-processati attraverso un metodo statistico per estrarre risultati significativi. Questo è compiuto attraverso la cosiddetta *analisi della media dei livelli (level average analysis)* che consiste nel:

1. calcolare il valore medio per ogni parametro per ogni livello assunto dallo stesso in tutte le simulazioni numeriche eseguite, questo passaggio viene eseguito separatamente per ogni parametro;
2. identificare il livello ottimale per ciascun parametro, ossia quel livello, la cui media è la minima, ergo che minimizza la risposta in termini di gradiente di accumulo delle deformazioni nelle serie cicliche;
3. una volta determinato il miglior livello per ciascun parametro, si combinano i livelli ottimali per ogni parametro per ottenere una configurazione complessiva che rappresenta la miglior combinazione possibile. Questa combinazione viene poi sottoposta a validazione eseguendo un simulazione numerica di conferma per verificare che i risultati attesi (ovvero che tale combinazione produce gli effetti maggiori) siano effettivamente ottenuti.

5.2.3 Design delle Analisi con il Metodo Taguchi

Lo studio parametrico attraverso il Metodo Taguchi prevede anzitutto di definire quali parametri sono coinvolti, inoltre, il numero di "livelli" che possono assumere. Si ricorda che l'obiettivo è l'analisi parametrica, ergo i parametri del metodo Taguchi non sono altro che le grandezze geometriche/fisiche/geotecniche più rilevanti ed interessanti per il problema geotecnico in essere nella Tesi.

Le grandezze geometriche/fisiche/geotecniche che si è scelto di investigare attraverso lo studio parametrico sono quattro:

1. Diametro della fondazione superficiale tronco conica D ;
2. Rapporto altezza della torre eolica - diametro fondazione $\frac{h}{D}$;
3. Intensità del carico laterale (eolico) rappresentato dal fattore ζ_b [5];
4. Densità relativa del terreno granulare di fondazione D_r .

Dunque, i livelli che ognuno dei parametri può assumere sono tre e sono nominati: MIN, MED e MAX. Si hanno a questo punto tutti gli elementi necessari per costruire l'array ortogonale L_9 (Tabella 5.1).

| Analisi n° | Parametro 1: D | Parametro 2: $\frac{h}{D}$ | Parametro 3: ζ_b | Parametro 4: D_r |
|------------|------------------|----------------------------|------------------------|--------------------|
| 1 | MIN | MIN | MIN | MIN |
| 2 | MIN | MED | MED | MED |
| 3 | MIN | MAX | MAX | MAX |
| 4 | MED | MIN | MED | MAX |
| 5 | MED | MED | MAX | MIN |
| 6 | MED | MAX | MIN | MED |
| 7 | MAX | MIN | MAX | MED |
| 8 | MAX | MED | MIN | MAX |
| 9 | MAX | MAX | MED | MIN |

Table 5.1: Array ortogonale L_9 con i parametri coinvolti e i rispettivi livelli.

Ergo, le analisi da effettuare sono soltanto nove. In contrasto con ciò che risulterebbe dall'analizzare ogni singola combinazione possibile, il cosiddetto *full factorial design*, infatti si dovrebbero compiere $3^4 = 81$ analisi. Il vantaggio del metodo statistico di Taguchi è eloquente: permette un significativo risparmio di tempo con risultati comunque significativi. Tuttavia, rimane ancora da definire quantitativamente i valori dei livelli che ognuno dei parametri assume.

Essi sono stati scelti pensando alle crescenti necessità energetiche odierne, concretizzabili grazie agli sviluppi tecnologici delle OnWT. Queste per sviluppare maggiore energia stanno crescendo in altezza ed ergo anche le fondazioni si devono adeguare al fine di non compromettere la loro stabilità al ribaltamento soprattutto. La Tabella 5.2 descrive le scelte dei livelli per i parametri coinvolti.

| Livello | Parametro 1: D [m] | Parametro 2: $\frac{h}{D}$ [-] | Parametro 3: ζ_b [-] | Parametro 4: D_r [%] |
|---------|----------------------|--------------------------------|----------------------------|------------------------|
| MIN | 19 | 3.95 | 0.1 | 40 |
| MED | 25 | 4.5 | 0.3 | 65 |
| MAX | 30 | 5.0 | 0.5 | 90 |

Table 5.2: Quantificazione dei livelli per i parametri coinvolti.

Dunque, non rimane che unire le Tabelle 5.1 e 5.2 in una nuova Tabella 5.3 che quantifica per ogni analisi i valori associati ai livelli per ogni parametro coinvolto.

| Analisi n° | Parametro 1: D [m] | Parametro 2: $\frac{h}{D}$ [-] | Parametro 3: ζ_b [-] | Parametro 4: D_r [%] |
|------------|----------------------|--------------------------------|----------------------------|------------------------|
| 1 | 19 | 3.95 | 0.1 | 40 |
| 2 | 19 | 4.5 | 0.3 | 65 |
| 3 | 19 | 5.0 | 0.5 | 90 |
| 4 | 25 | 3.95 | 0.3 | 90 |
| 5 | 25 | 4.5 | 0.5 | 40 |
| 6 | 25 | 5.0 | 0.1 | 65 |
| 7 | 30 | 3.95 | 0.5 | 65 |
| 8 | 30 | 4.5 | 0.1 | 90 |
| 9 | 30 | 5.0 | 0.3 | 40 |

Table 5.3: Array ortogonale L_9 con i parametri coinvolti e i rispettivi livelli quantificati.

Ora è doveroso evidenziare due aspetti: il terzo parametro ζ_b , come esposto al ¶2.3.5, è calcolato come [5]:

$$\zeta_b = \frac{H_{max}}{H_{ref}} = \frac{M_{max}}{M_{ref}} \quad (5.1)$$

Quindi, per conoscere la forza laterale da applicare in testa alla torre eolica, quando ζ_b viene fissato, è necessario determinare la forza H_{ref} per ognuna delle analisi da effettuare. Il prossimo paragrafo espone come attraverso il Metodo dell'Equilibrio Limite (L.E.M.) si è determinata tale forza.

La forza ciclica applicata è unidirezionale, ergo come spiegato nel ¶2.3.5:

$$\zeta_c = 0 \quad (5.2)$$

5.2.4 Metodo dell'Equilibrio Limite per determinare H_{ref}

Dunque, dal grafico di Figura 4.11 il comportamento quasi-lineare indica che il valore finale del carico è significativamente inferiore rispetto alla capacità portante sotto carichi verticali centrati. In questo caso, il valore del carico verticale applicato è approssimativamente pari all'1% della capacità portante sotto carichi verticali [6], per cui si può ipotizzare che il meccanismo di rottura sia assimilabile ad una rotazione rigida. Questa la ragione per la quale per determinare H_{ref} si è legittimati a usar il Metodo dell'Equilibrio Limite. Dal momento che H_{ref} dipende dal peso della fondazione, quindi dal suo diametro D , ed inoltre dal suo braccio rispetto al fulcro di ribaltamento, quindi dal rapporto $\frac{h}{D}$, per ognuna delle analisi da effettuare tale valore sarà diverso. Di seguito è esposta la sua determinazione, per nove casi diversi.

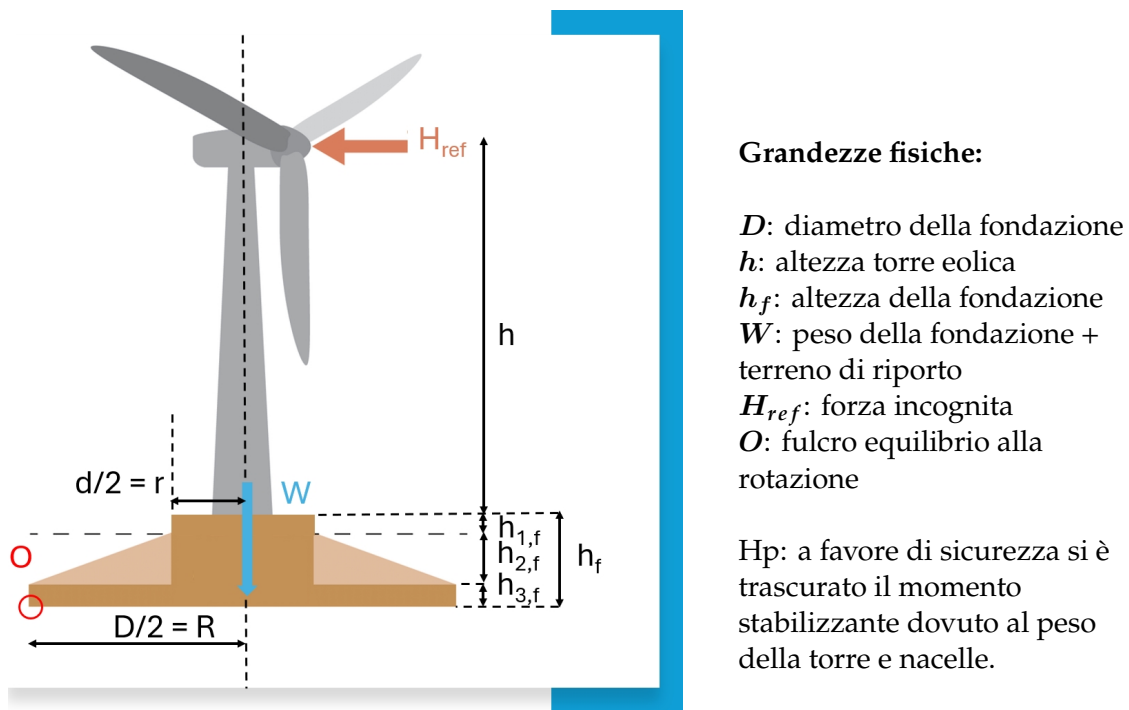


Figure 5.1: Diagramma del corpo libero per applicare il L.E.M. (elaborato da [10])

Per la sua ripetitività il calcolo è mostrato solo in un caso dimostrativo, senonché le dimensioni, le forze in gioco i carichi limite sono riassunti nella Tabella 5.4.

Analisi n°x: Equazione di equilibrio ai momenti rispetto ad O :

$$M_{stab} = M_{instab} \Rightarrow W \cdot \frac{D}{2} = H_{ref} \cdot (h + h_f) \Rightarrow H_{ref} = \frac{W \cdot D}{2 \cdot (h + h_f)} =$$

$$= \frac{(\gamma_{c.l.s.a.} \cdot V_{fond} + \gamma_{TS} \cdot V_{t,rip}) \cdot D}{2 \cdot (h + h_f)} =$$

$$= \frac{\gamma_{c.l.s.a.} \cdot \left(\frac{\pi \cdot h_{2,f} \cdot (R^2 + r^2 + R \cdot r)}{3} + \pi \cdot R^2 \cdot h_{3,f} + \pi \cdot r^2 \cdot h_{1,f} + \gamma_{TS} \cdot V_{t,rip} \right) \cdot D}{2 \cdot (h + h_f)} = H_{LEM} \quad (5.3)$$

In cui: (i) $\gamma_{c.l.s.a.}$ è pari a 25 kN/m^3 , (ii) γ_{TS} è pari a 16.19 kN/m^3 , (iii) il volume del terreno di riporto è stato calcolato come differenza di volumi ($V_{tot} - V_{fond}$):

$$V_{t,rip} = \pi \cdot R^2 \cdot h_f - V_{fond} \quad (5.4)$$

| Analisi n° | r [m] | $h_{1,f}$ [m] | $h_{2,f}$ [m] | $h_{3,f}$ [m] | V_{fond} [m ³] | $V_{t,rip}$ [m ³] | W [kN] | H_{ref} [kN] |
|------------|-------|---------------|---------------|---------------|------------------------------|-------------------------------|--------|----------------|
| 1 | 2.775 | 0.50 | 1.65 | 0.85 | 468 | 382 | 17885 | 2178 |
| 2 | 2.775 | 0.50 | 1.65 | 0.85 | 468 | 382 | 17885 | 1920 |
| 3 | 2.775 | 0.50 | 1.65 | 0.85 | 468 | 382 | 17885 | 1734 |
| 4 | 3.64 | 0.75 | 2.15 | 1.10 | 1055 | 908 | 41075 | 4997 |
| 5 | 3.64 | 0.75 | 2.15 | 1.10 | 1055 | 908 | 41075 | 4407 |
| 6 | 3.64 | 0.75 | 2.15 | 1.10 | 1055 | 908 | 41075 | 3980 |
| 7 | 4.37 | 0.80 | 2.60 | 1.30 | 1810 | 1512 | 69730 | 8490 |
| 8 | 4.37 | 0.80 | 2.60 | 1.30 | 1810 | 1512 | 69730 | 7487 |
| 9 | 4.37 | 0.80 | 2.60 | 1.30 | 1810 | 1512 | 69730 | 6761 |

Table 5.4: Per ogni analisi sono descritte le dimensioni della fondazione, i volumi e le forze H_{ref} .

5.2.5 Determinazione della forza H_{cyc}

Solo a questo punto si hanno a disposizione tutti gli elementi per concludere il design delle analisi. L'obiettivo ultimo è la determinazione della forza ciclica da applicare in ognuna delle analisi da eseguire. L'azione ciclica H_{cyc} è calcolata come:

$$H_{cyc} = \zeta_b \cdot H_{ref} \quad (5.5)$$

La Tabella 5.5, espone per ognuna delle analisi il risultato di quest'equazione.

| Analisi n° | ζ_c [-] | ζ_b [-] | H_{ref} [kN] | H_{cyc} [kN] |
|------------|---------------|---------------|----------------|----------------|
| 1 | 0 | 0.1 | 2178 | 218 |
| 2 | 0 | 0.3 | 1920 | 576 |
| 3 | 0 | 0.5 | 1734 | 867 |
| 4 | 0 | 0.3 | 4997 | 1499 |
| 5 | 0 | 0.5 | 4407 | 2204 |
| 6 | 0 | 0.1 | 3980 | 398 |
| 7 | 0 | 0.5 | 8490 | 4245 |
| 8 | 0 | 0.1 | 7487 | 749 |
| 9 | 0 | 0.3 | 6771 | 2028 |

Table 5.5: Per ogni analisi sono descritte le forze H_{cyc} da applicare.

5.3 Esposizione Caso Esemplificativo di Analisi FEM completa

In questa sezione del capitolo, per ragioni di sinteticità, si espongono dettagliatamente i risultati e il loro *post-processing* attraverso GiD Simulation [13] di un'analisi esemplare completa mediante FEM.

Le caratteristiche del modello, le qualità della Mesh, quali: tipologia e n° di elementi, nodi e le condizioni vincolari applicate sono del tutto congruenti con quanto esposto al §4.4.2. Si evidenzia inoltre che non è stata effettuata nessuna operazione di *smoothing* dei *contours* e inoltre la soluzione per ogni elemento *SSPbrick* è calcolata per un solo punto Gaussiano al centro dell'elemento stesso.

Il processo di analisi del modello si è composto di tre fasi:

1. Stato geostatico - gravità e sovraccarico $g + q_s$;
2. Introduzione della struttura - carico verticale V ;
3. Applicazione del carico ciclico laterale H_{cyc} .

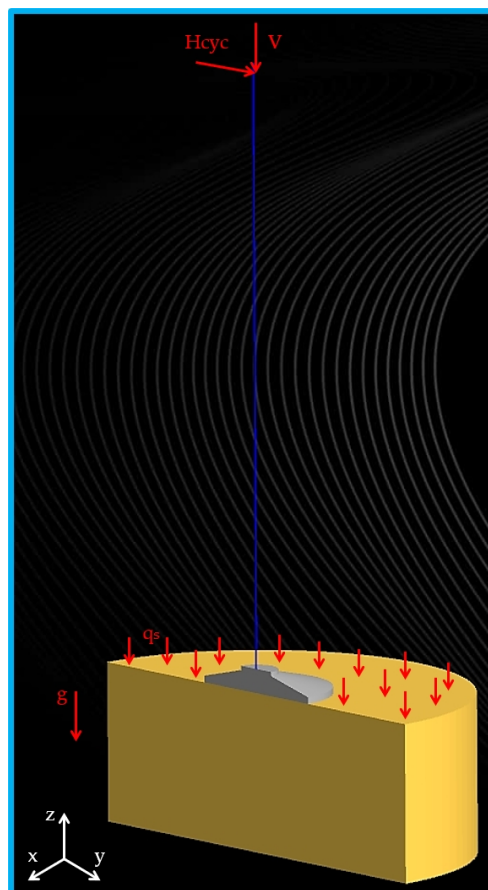


Figure 5.2: Modello Geotecnico FEM della OnWT su sabbia e le relative forze/pressioni applicate

5.3.1 Contours → Introduzione della struttura - carico verticale V

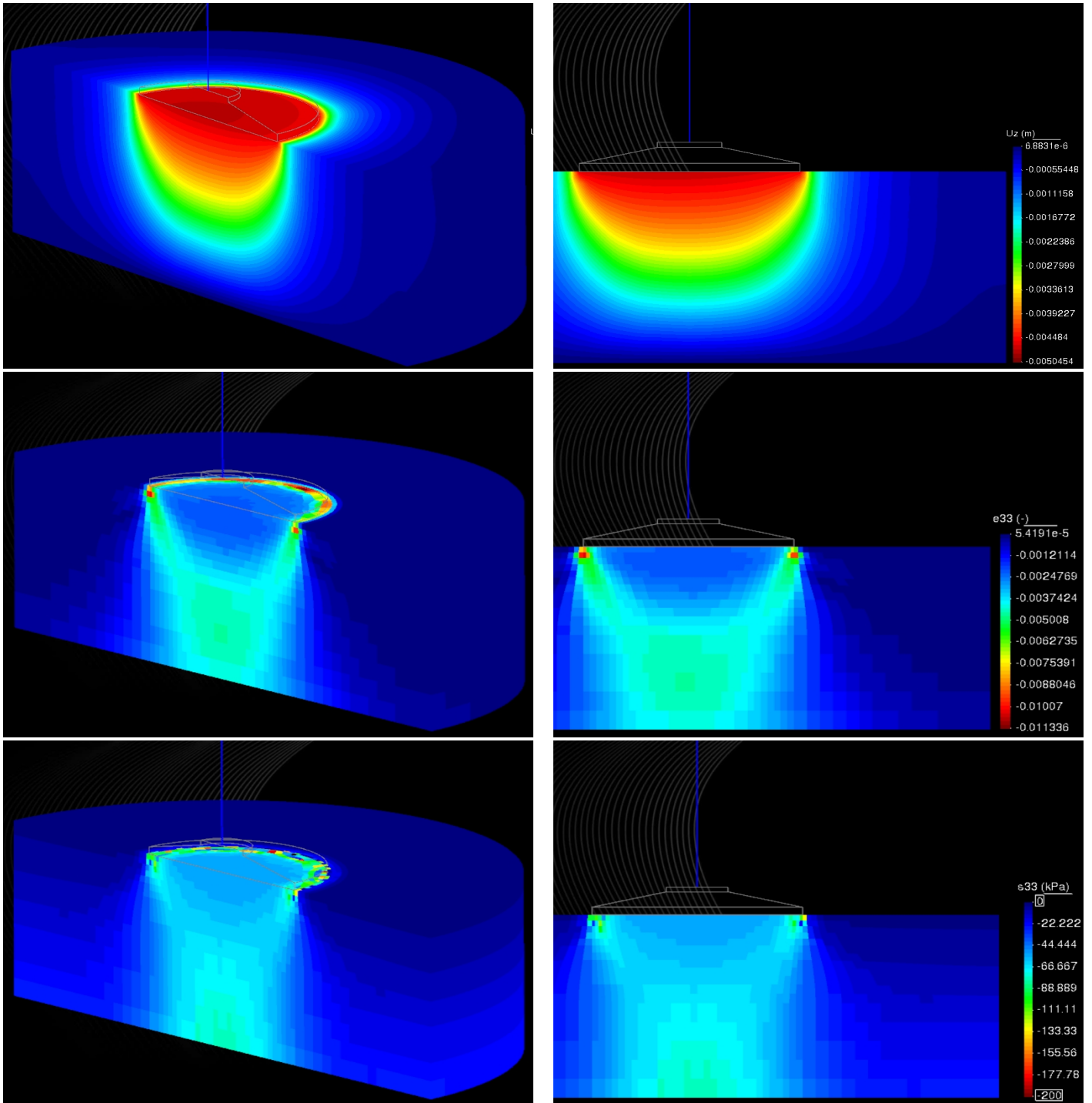


Figure 5.3: 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione verticale (z), 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione verticale (z), 3° riga: campo delle tensioni nella direzione verticale (z)

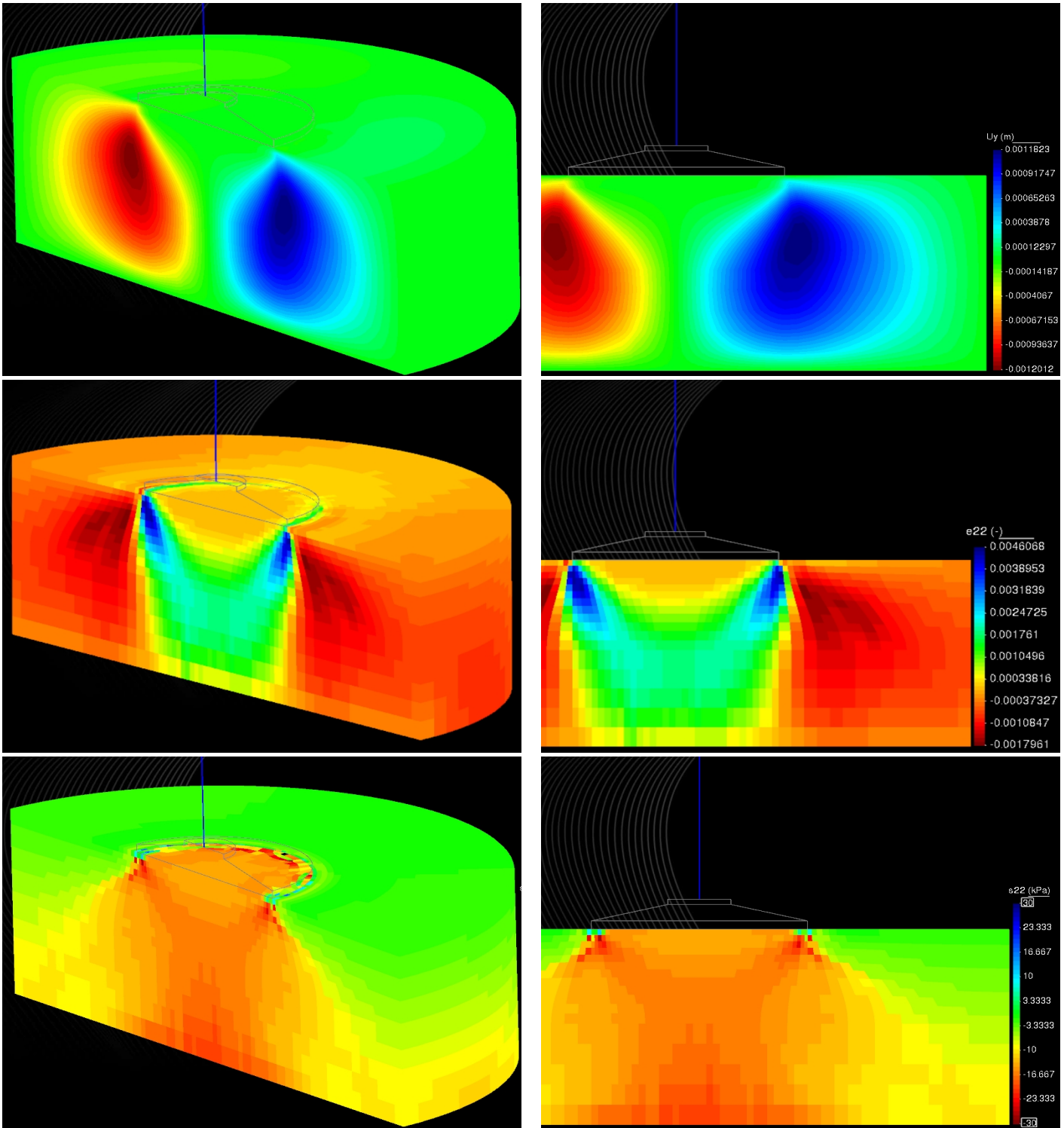


Figure 5.4: 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione y, 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione y, 3° riga: campo delle tensioni nella direzione y

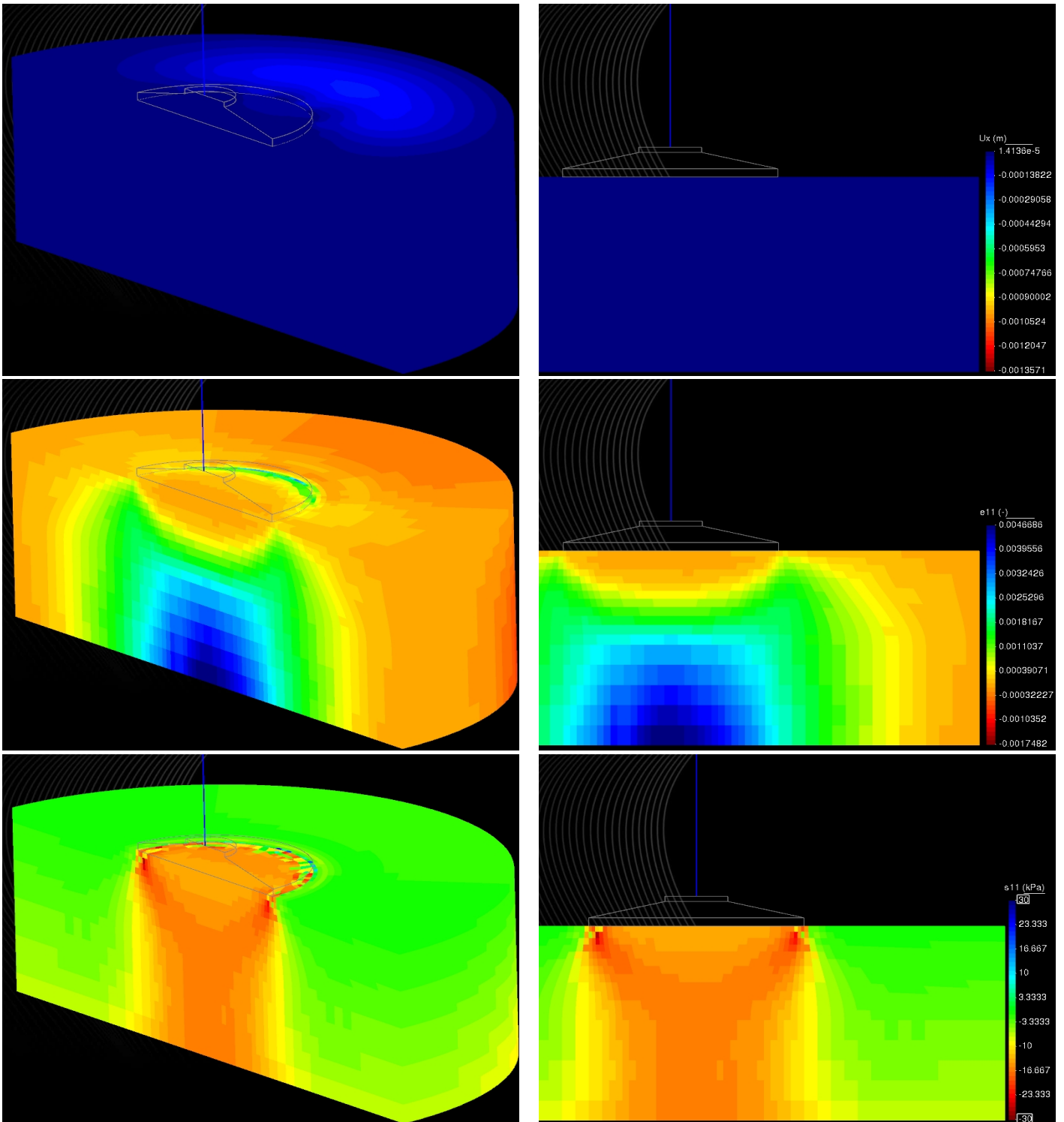


Figure 5.5: 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione x, 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione x, 3° riga: campo delle tensioni nella direzione x

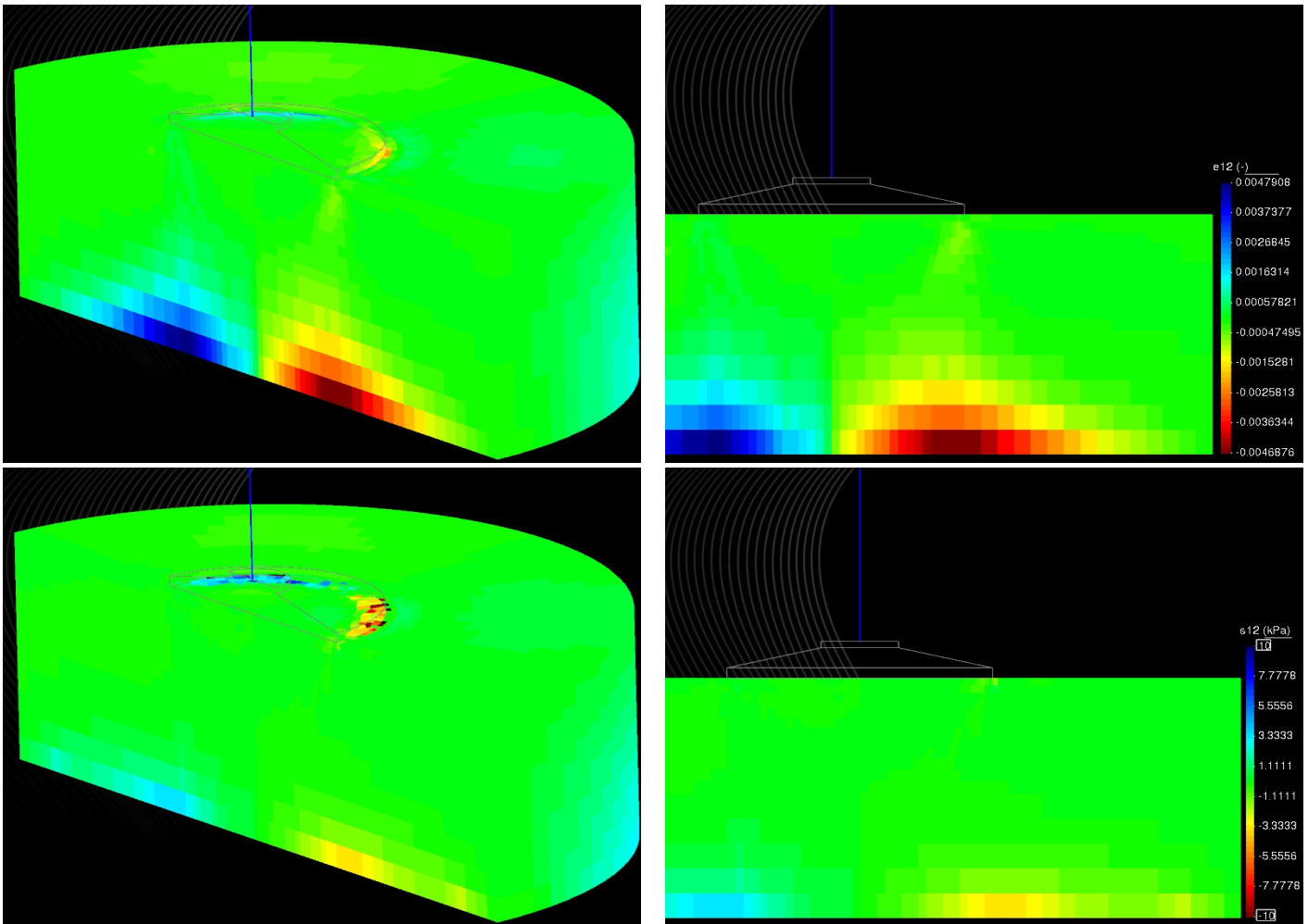


Figure 5.6: 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione xy, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione xy

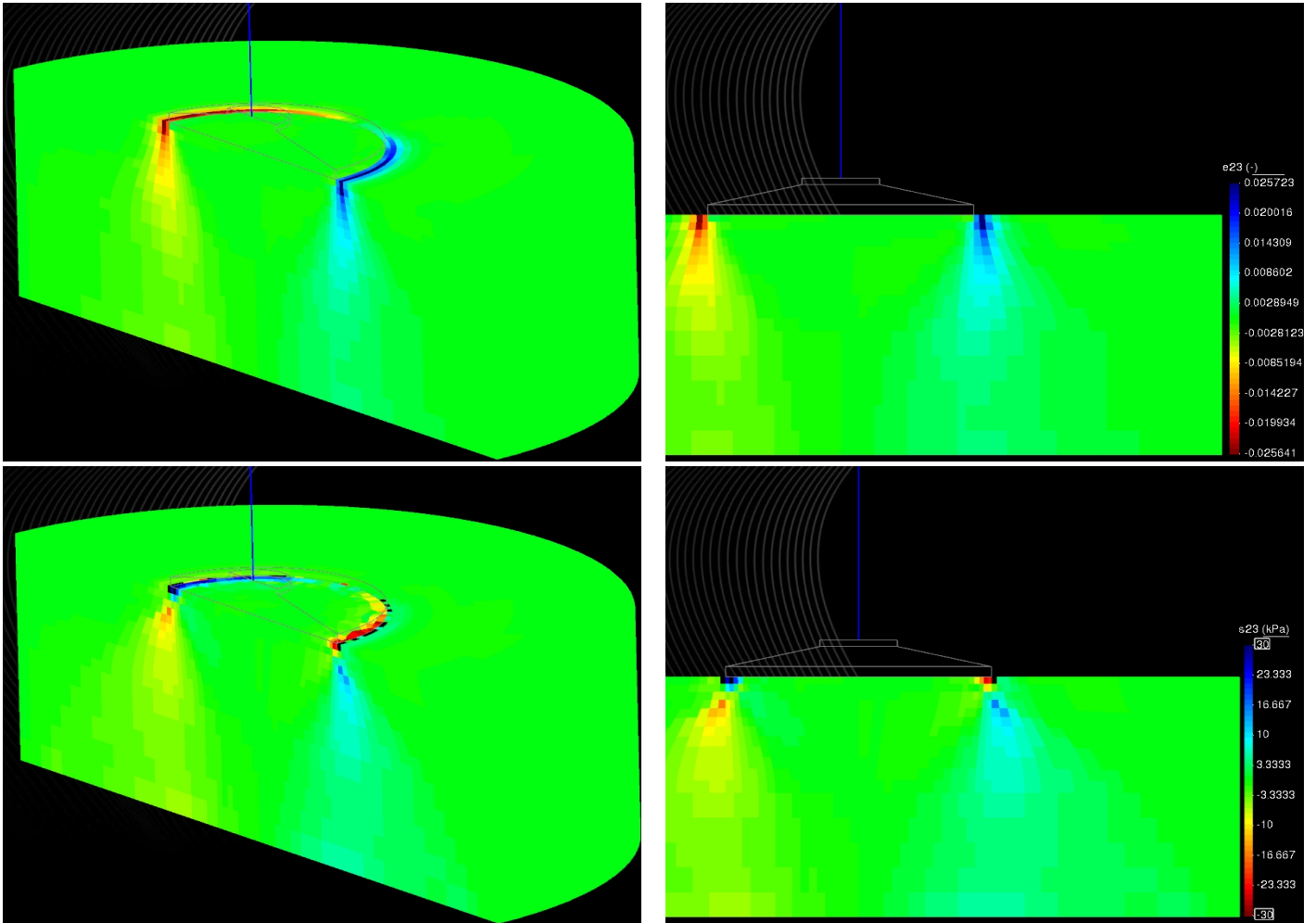


Figure 5.7: 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione yz, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione yz

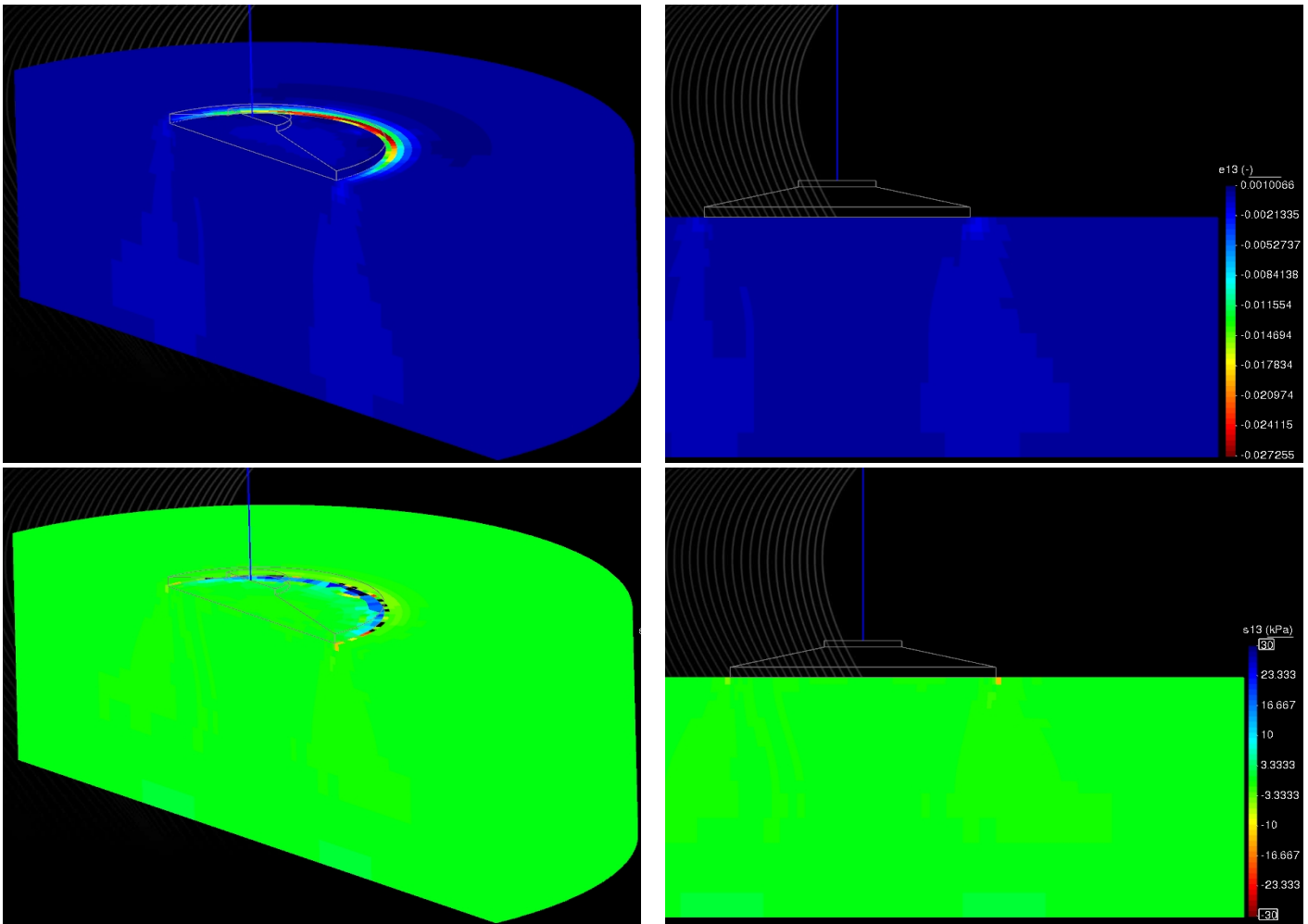


Figure 5.8: 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione xz, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione xz

5.3.2 Contours → Applicazione del carico ciclico laterale H_{cyc}

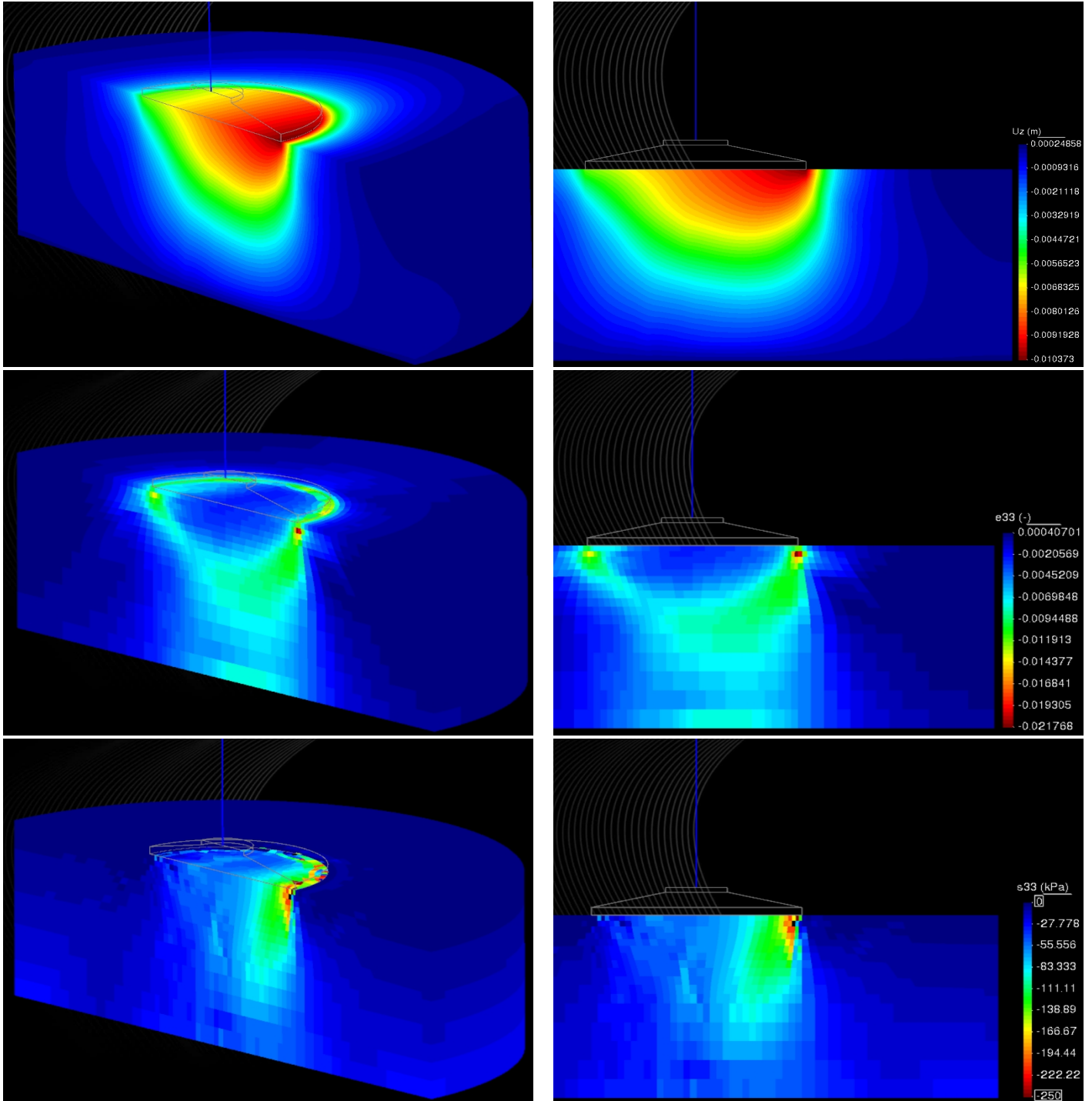


Figure 5.9: 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione verticale (z), 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione verticale (z), 3° riga: campo delle tensioni nella direzione verticale (z)

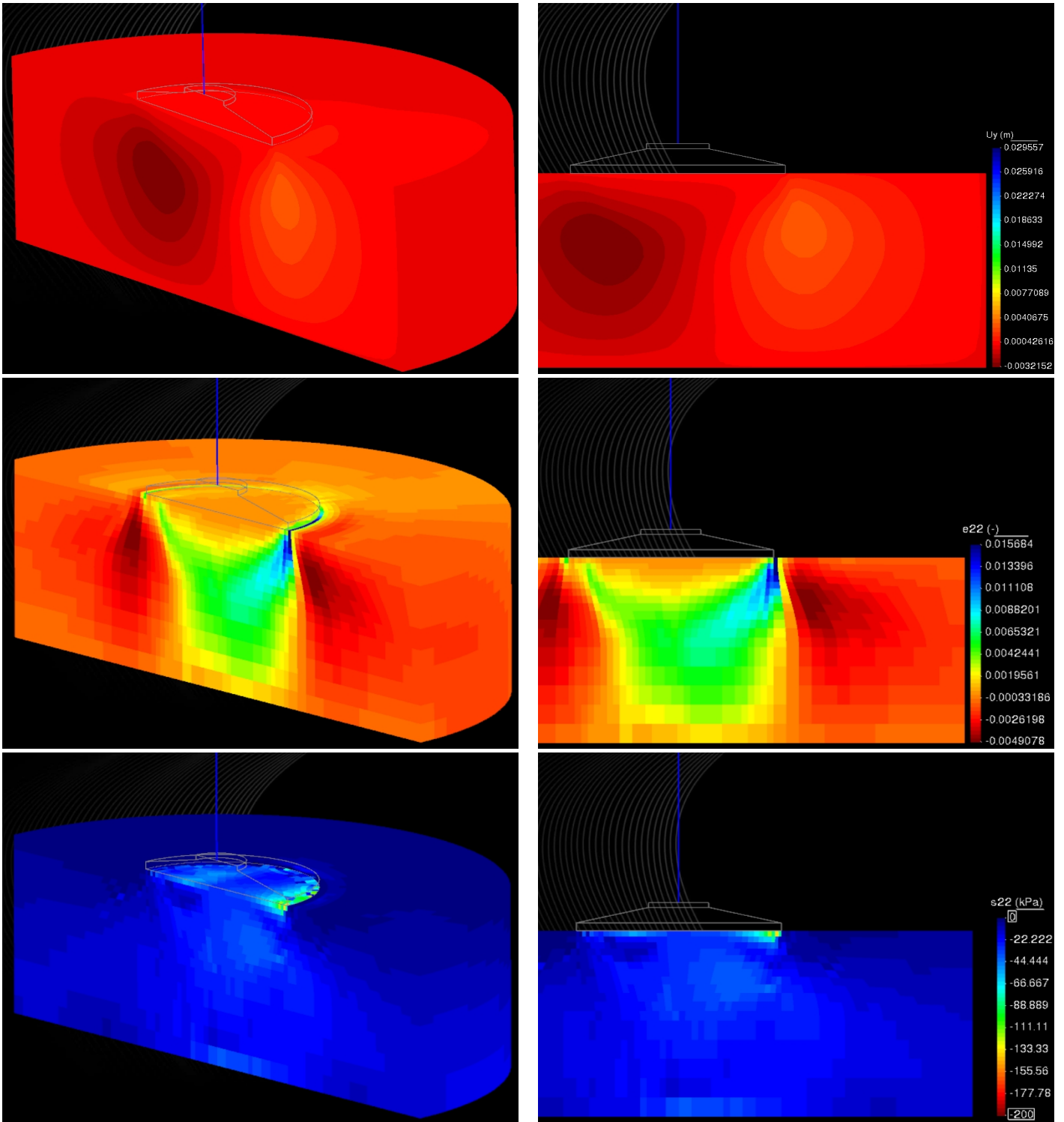


Figure 5.10: 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione y, 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione y, 3° riga: campo delle tensioni nella direzione y

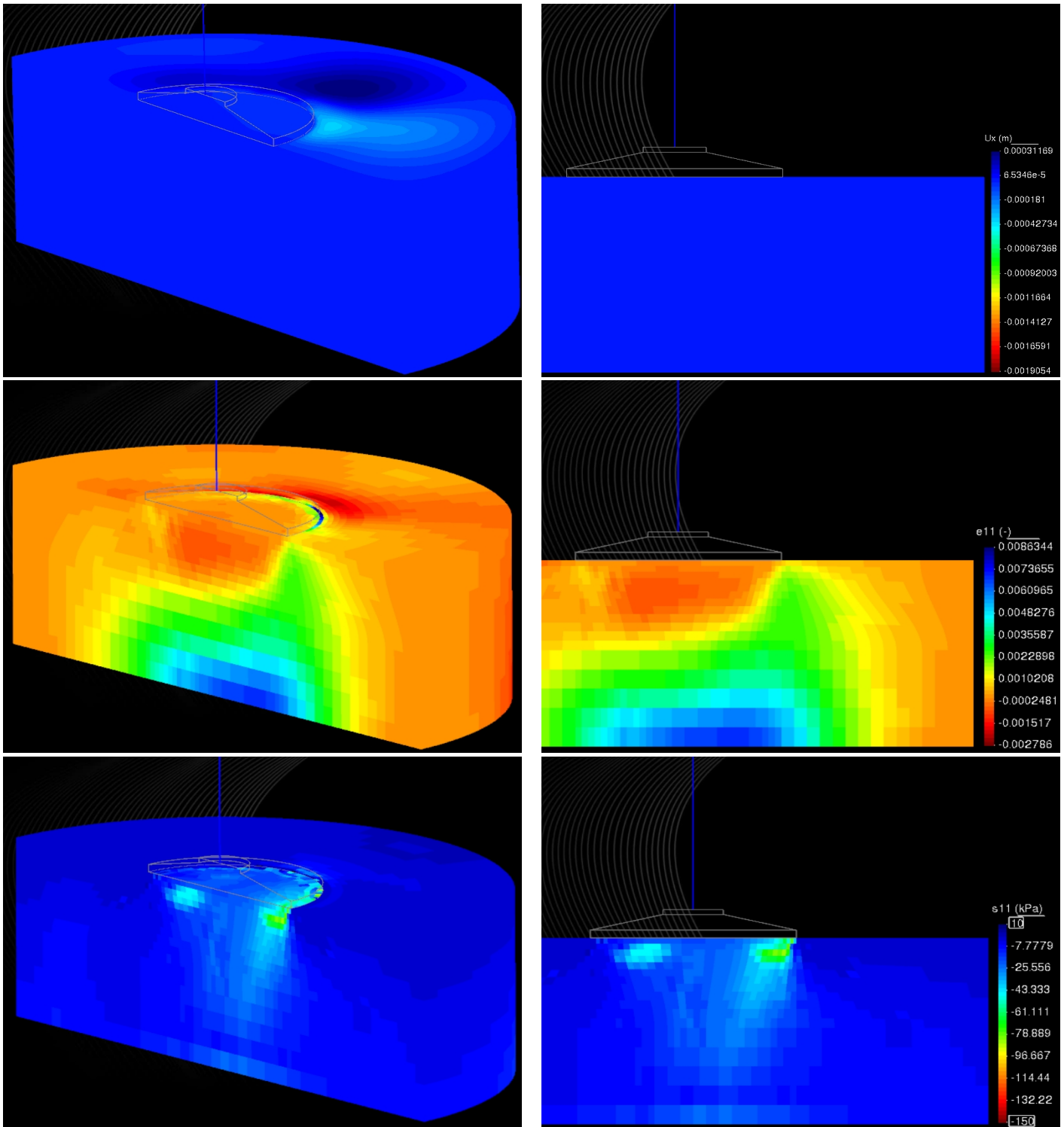


Figure 5.11: 1° riga: Campo di spostamenti nella direzione x, 2° riga: Campo delle deformazioni nella direzione x, 3° riga: campo delle tensioni nella direzione x

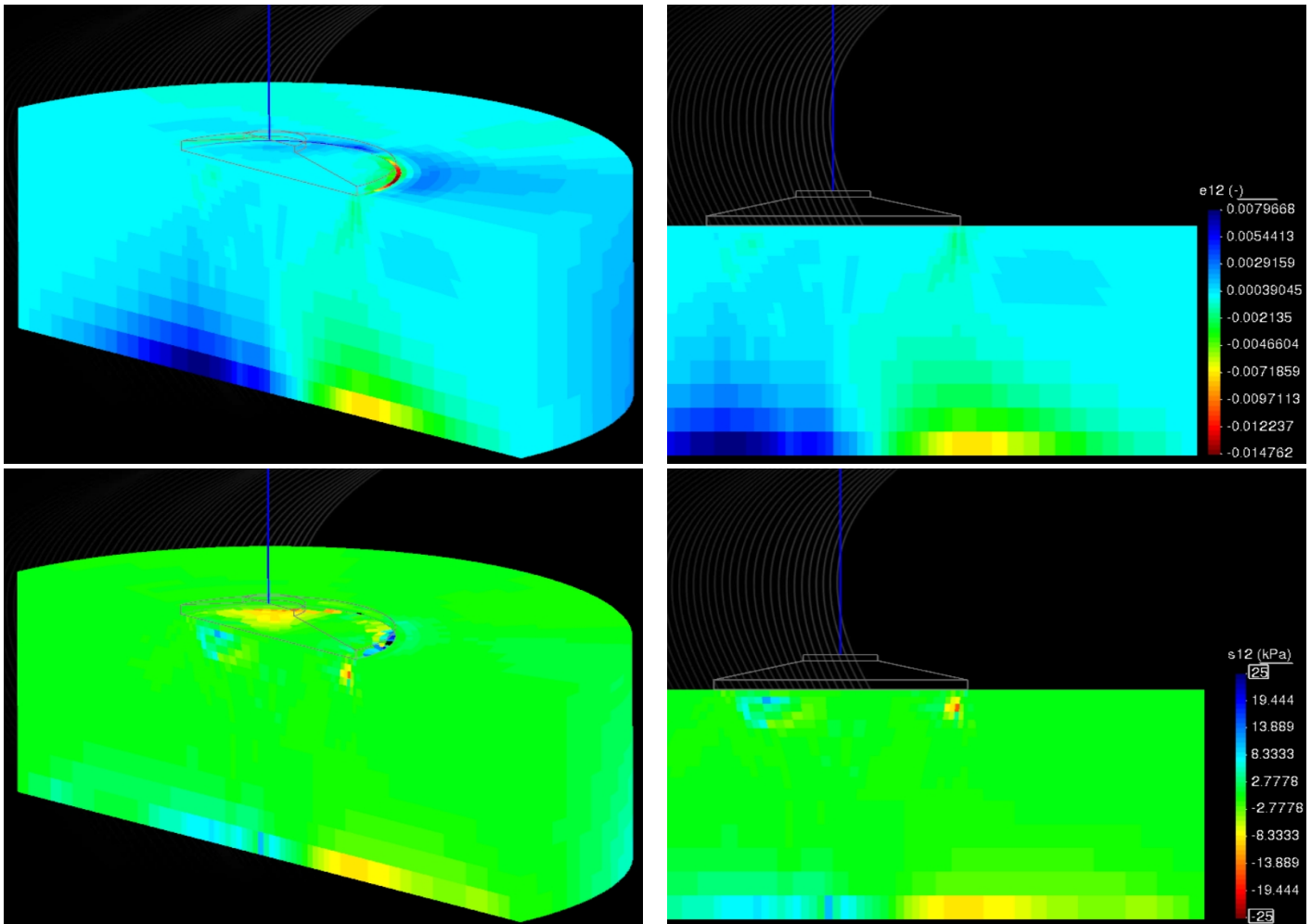


Figure 5.12: 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione xy, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione xy

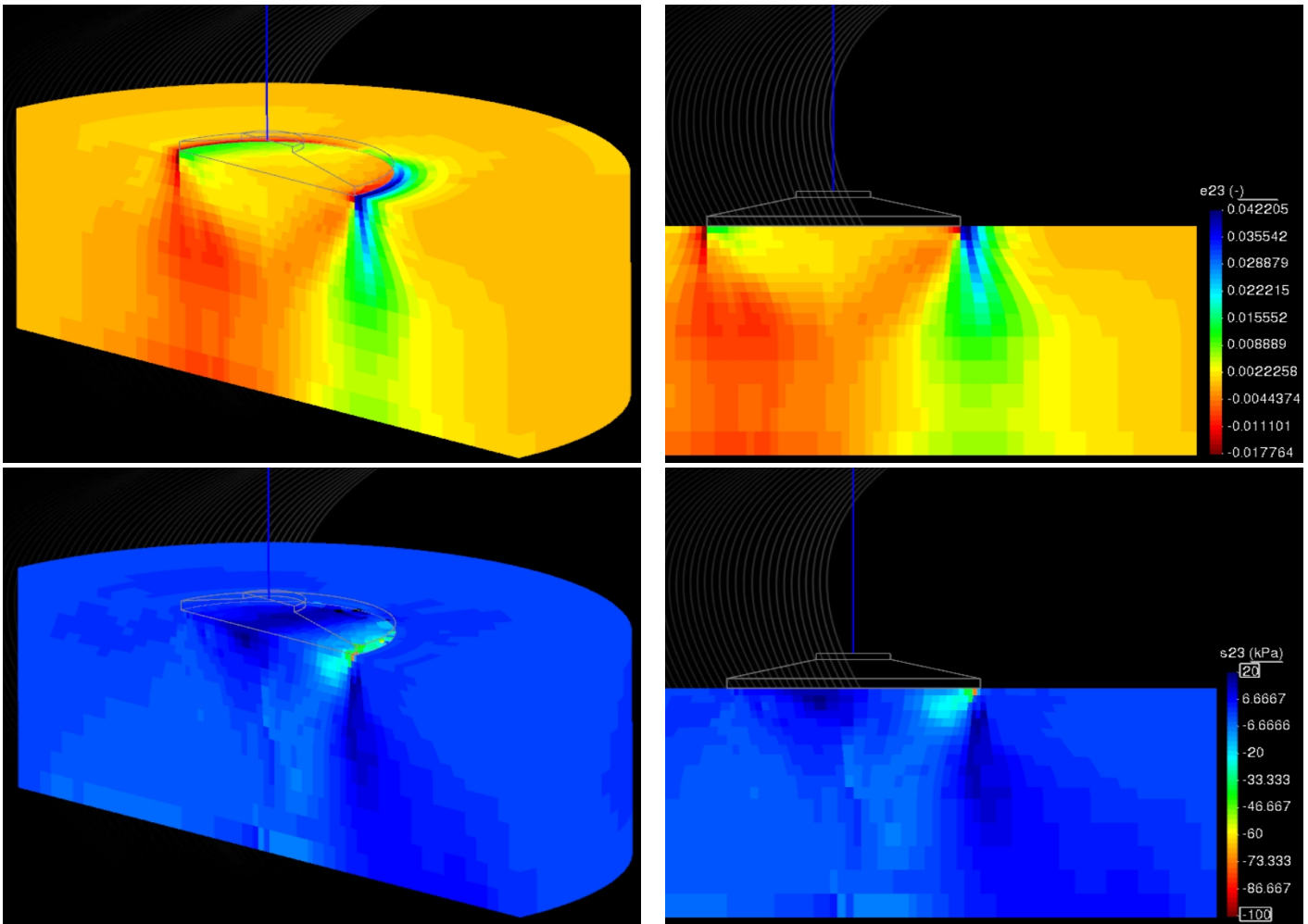


Figure 5.13: 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione yz, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione yz

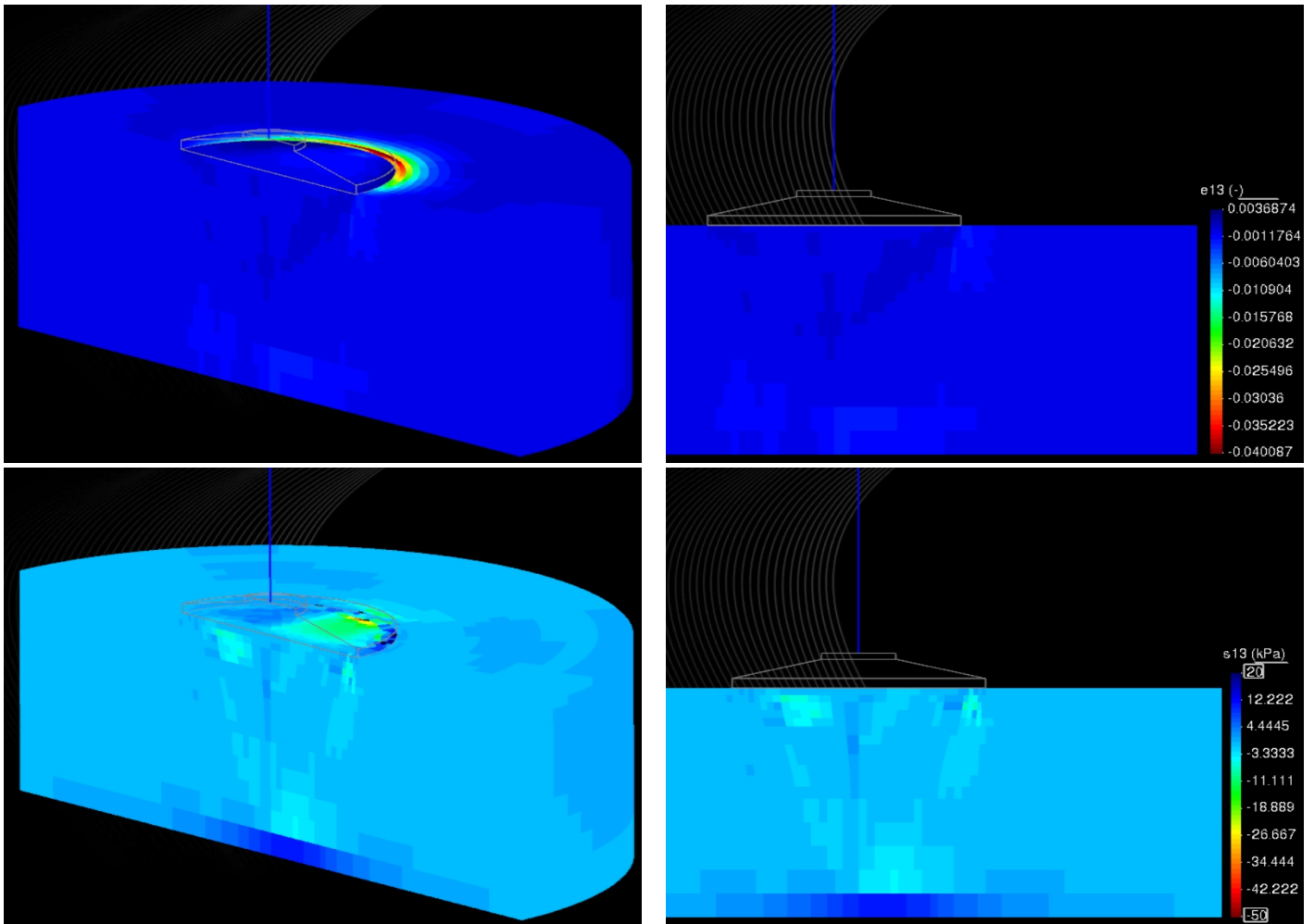


Figure 5.14: 1° riga: Campo delle deformazioni nella direzione xz, 2° riga: campo delle tensioni nella direzione xz

5.3.3 Contours → Considerazioni

L'analisi FEM del comportamento della fondazione tronco-conica su terreno sabbioso evidenzia la distribuzione degli spostamenti, degli sforzi e delle deformazioni nelle due fasi di carico. Si osserva, di seguito, più nel dettaglio, quanto registrato nelle simulazioni numeriche:

1. L'applicazione del carico verticale V determina delle perturbazioni assial-simmetriche rispetto all'asse centrale, con massima intensità secondo la stessa direzione di applicazione, come è logico che sia. Il campo di spostamenti è perciò prevalentemente verticale, decrescente con la profondità e la distanza dal punto di applicazione. Le deformazioni e le tensioni, anch'esse, prevalenti lungo la direzione verticale, hanno una distribuzione classica *a bulbo*.

Dato che la fondazione è rigida rispetto al terreno, la distribuzione delle tensioni mostra un andamento caratteristico: le tensioni sono massime sotto il bordo circolare dell'impronta della fondazione e diminuiscono verso il centro. Essendo le deformazioni di modesta entità, la risposta è pseudo-lineare, le componenti di taglio, come atteso e voluto nel progetto delle OnWT, sono esigue perché il carico verticale è molto distante del carico limite per capacità portante, queste strutture sono progettate per meccanismo limite di ribaltamento;

2. nella fase successiva, la situazione cambia rispetto al carico verticale concentrato. In questo caso, il momento, generato da H_{cyc} , crea una distribuzione dei campi che non è più assial-simmetrica, con uno spostamento asimmetrico del centro di pressione. Questo comporta un'intensificazione degli spostamenti, deformazioni verticali e orizzontali verso il lato in compressione (nel lato in cui la fondazione si inclina), nonché delle tensioni di taglio ai bordi della fondazione, mentre dall'altro lato (nel lato in cui la fondazione tende a sollevarsi ma senza il verificarsi di distacco) si osserva una riduzione.

Il 1° ciclo è caratterizzato dal più intenso accumulo di deformazioni plastiche irreversibili concentrate nella zona dello spigolo compresso (nel lato in cui la fondazione spinge contro il terreno), continuando con l'avanzare dei cicli qualitativamente il comportamento è lo stesso, quantitativamente l'accumulo di deformazione cresce gradatamente con il numero di cicli.

Conformemente alle evidenze sperimentali [6], l'applicazione del carico ciclico asimmetrico laterale comporta anche un graduale incremento dello spostamento verticale sul lato maggiormente sollecitato. Questo fenomeno è l'evidenza della manifestazione, anche nelle simulazioni numeriche, del fenomeno del *ratcheting primario*.

5.4 Analisi della Media dei Livelli dell'Array di progetto

I risultati delle nove analisi definite nell'Array ortogonale L_9 di Tabella 5.3 sono descritti dal grafico di Figura 5.15.

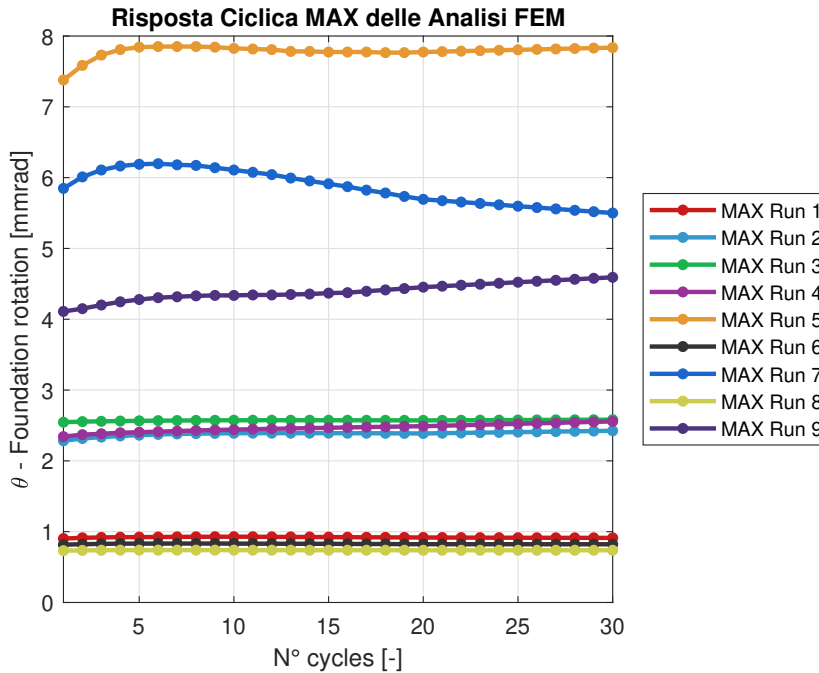


Figure 5.15: Risultati risposta monotona e ciclica delle Analisi dell'Array di progetto

Sono rappresentati i valori massimi del parametro di deformazione $\theta_{cyc, fond.}$, cioè la rotazione della fondazione, per ogni ciclo durante la serie da 30 cicli. I moduli delle forze cicliche laterali sono riportati in Tabella 5.5. La risposta monotona, cioè la massima rotazione nel 1° ciclo di carico, immediatamente prima dello scarico, è identificabile con il primo punto delle nove registrazioni del grafico in esame.

Si procede, a seguito dell'esecuzione delle analisi di progetto, come già descritto nel §5.2.2, effettuando l'Analisi della Media dei Livelli, che costituisce un passaggio fondamentale per il post-processamento dei risultati nel Metodo Taguchi, poiché permette di interpretare in maniera chiara e intuitiva l'effetto dei singoli parametri e dei loro livelli sui risultati numerici.

Le variabili di controllo scelte sono due:

1. $\theta_{mono, fond.}$: la rotazione monotona causata dall'applicazione della forza nel 1° ciclo;
2. $\nabla \theta_{cyc, fond.}^{max}$: il gradiente, ovvero la pendenza della retta interpolante, dei massimi delle rotazioni durante l'intera serie ciclica; questa variabile è un indice dell'accumulo di rotazione a causa di carichi ciclici, ovvero del *ratcheting*.

L'obiettivo è identificare la combinazione di parametri più a sfavore di sicurezza, ovvero quella che massimizza le variabili di controllo, ovvero:

1. $(D^*, \frac{h}{D}^*, \zeta_b^*, D_r^*) \Rightarrow \max\{\theta_{mono,fond.}\}$
2. $(D^{**}, \frac{h}{D}^{**}, \zeta_b^{**}, D_r^{**}) \Rightarrow \max\{\nabla\theta_{cyc,fond.}^{max}\}$

| Analisi n° | $\theta_{mono,fond.}$ [mmrad] | $\nabla\theta_{cyc,fond.}^{max}$ [mmrad/ N_{cyc}] |
|------------|-------------------------------|------------------------------------------------------|
| 1 | 0.9026 | 0.00025 |
| 2 | 2.2840 | 0.00381 |
| 3 | 2.5459 | 0.00100 |
| 4 | 2.3427 | 0.00676 |
| 5 | 7.3792 | 0.00620 |
| 6 | 0.8167 | -0.00008 |
| 7 | 5.8480 | -0.02482 |
| 8 | 0.7320 | 0.00005 |
| 9 | 4.1105 | 0.0139 |

Table 5.6: Valori delle Variabili di controllo nelle nove analisi di progetto dello studio parametrico

5.4.1 Calcolo della Media dei Livelli "Level Average Analysis"

La Tabella 5.7 seguente riporta le Medie dei Livelli del Metodo Taguchi:

| Parametro | Livello | $\theta_{mono,fond.}$ [mmrad] | $\nabla\theta_{cyc,fond.}^{max}$ [mmrad/ N_{cyc}] |
|---------------|---------|-------------------------------|------------------------------------------------------|
| D | MIN | 1.9108 | 0.0017 |
| | MED | 3.5129 | 0.0043 |
| | MAX | 3.5635 | 0.0070 |
| $\frac{h}{D}$ | MIN | 3.0311 | 0.0035 |
| | MED | 3.4651 | 0.0034 |
| | MAX | 2.4910 | 0.0049 |
| ζ_b | MIN | 0.8171 | 0.0001 |
| | MED | 2.9124 | 0.0082 |
| | MAX | 5.2577 | 0.0107 |
| D_r | MIN | 4.1307 | 0.0068 |
| | MED | 2.9829 | 0.0019 |
| | MAX | 1.8735 | 0.0026 |

Table 5.7: Valori delle Medie dei Livelli delle Variabili di controllo

Conclusioni

Le conclusioni rappresentano il momento finale del percorso intrapreso in questa Tesi, la quale ha cercato di esplorare e indagare il comportamento ciclico delle OnWT in condizioni di esercizio attraverso delle simulazione numeriche FEM.

In questo studio è stato sviluppato uno strumento numerico avanzato, calibrato su prove sperimentali in scala ridotta, per l'analisi geotecnica dell'interazione terreno-fondazione. Successivamente, sono state effettuate delle analisi agli elementi finiti per simulare la risposta di un sistema OnWT soggetto a carichi ambientali (vento) monodirezionali di tipo sinusoidale, con frequenza e ampiezza costanti.

Alla luce delle evidenze emerse nei capitoli precedenti, questa sezione intende sintetizzare i punti chiave del lavoro svolto, soprattutto del capitolo precedente, evidenziandone i contributi principali e le implicazioni.

6.0.1 Considerazioni e Conclusioni sullo Studio Parametrico

Lo studio parametrico effettuato tramite il Metodo di Taguchi ha permesso di snellire di molto l'onere computazionale e contemporaneamente ottenere risultati significativi grazie alla sua proprietà di indipendenza statistica insita nella mutua indipendenza delle colonne che compongono gli Array ortogonali.

Considerazioni preliminari sullo Studio Parametrico

Dunque, prima di evidenziare la combinazione di parametri più a sfavore di sicurezza per le variabili di controllo si commentano i risultati emersi dal grafico di Figura 5.15:

1. le analisi numeriche n° 1; 6; 8 non hanno in pratica esperito accumulo plastico di deformazione. Queste analisi hanno in comune un aspetto: sono caratterizzate da un valore di $\zeta_b = 0.1$; quindi, è probabile che poiché il carico ciclico laterale è sotto la soglia di *ratcheting*, come descritto nel §4.2.1, il comportamento è comparabile all'adattamento plastico ideale (*Shakedown plastico*);
2. l'analisi numerica n° 7 ha un comportamento anomalo: per i primi sei cicli si ha accumulo di deformazione plastica, procedendo con i cicli la deformazione viene recuperata come se il terreno sottostante a causa della compattazione si fosse irrigidito e le deformazioni procedono pressoché in campo elastico.

Considerazioni conclusive sullo studio Parametrico

Dunque, dai risultati della media dei livelli consultabili nella Tabella 5.7, emerge che le combinazioni di parametri più a sfavore di sicurezza, ovvero quelle che massimizzano le variabili di controllo, quindi comportano un accumulo di deformazione monotona e ciclica maggiore sono:

1. $(D^{MAX}, \frac{h}{D}^{MED}, \zeta_b^{MAX}, D_r^{MIN}) \Rightarrow \max\{\theta_{mono, fond.}\}$
2. $(D^{MAX}, \frac{h}{D}^{MAX}, \zeta_b^{MAX}, D_r^{MIN}) \Rightarrow \max\{\nabla\theta_{cyc, fond.}^{max}\}$

Si può concludere che:

1. emerge che per tre parametri su quattro, i livelli che massimizzano la risposta monotona sono anche quelli che comportano un massimo di gradiente di accumulo ciclico e viceversa;
2. l'aumento delle variabili di controllo è monotono con l'aumentare dei livelli dei parametri, ciò è sicuramente un sintomo di affidabilità dei risultati delle analisi numeriche effettuate; tranne che per il parametro $\frac{h}{D}$ sia dal punto di vista monotono che ciclico; questo suggerisce probabilmente che questo parametro non ha molta influenza sul comportamento.
3. stati meno addensati della sabbia costituente il terreno di fondazione, ergo con densità relative minori, come è logico supporre, comportano una risposta monotona e ciclica più a sfavore di sicurezza;
4. così come aumentare l'entità della forza ciclica applicata, ha, come è logico supporre, le stesse conseguenze;
5. non così intuitivamente potrebbe essere supposto sulle conseguenze che ha il diametro della fondazione: dallo studio parametrico emerge chiaramente che diametri maggiori comportamento risposte monotone e cicliche più a sfavore di sicurezza.

Appendice A

Producibilità Energetica di una turbina eolica

A.1 Teoria monodimensionale di Rankine - Froude e Legge di Betz

Semplice e molto diffusa nell'ambito dell'industria dell'energia eolica, questa teoria, sviluppata più di un secolo fa da Froude e Rankine, permette di stimare le prestazioni della turbina eolica e le spinte agenti sulla stessa.

Seguendo la discussione di [50], il rotore è schematizzato come un disco attuatore permeabile circondato da un tubo di flusso (volume di controllo) delimitato da due sezioni di controllo a monte e a valle della turbina eolica in cui insiste la p_{atm} , ergo è valida la legge di Bernoulli. E' assunto che il suddetto tubo di flusso non interagisce con il fluido che si trova oltre. Indicando con (Figura A.1) $(p_1;v_1)$ e $(p_2;v_2)$ rispettivamente la pressione e velocità nella sezione di controllo di monte e di valle, mentre $(p_3;v_3)$ e $(p_4;v_4)$ rispettivamente la pressione e velocità immediatamente prima e dopo la sezione A, cioè il piano del rotore.

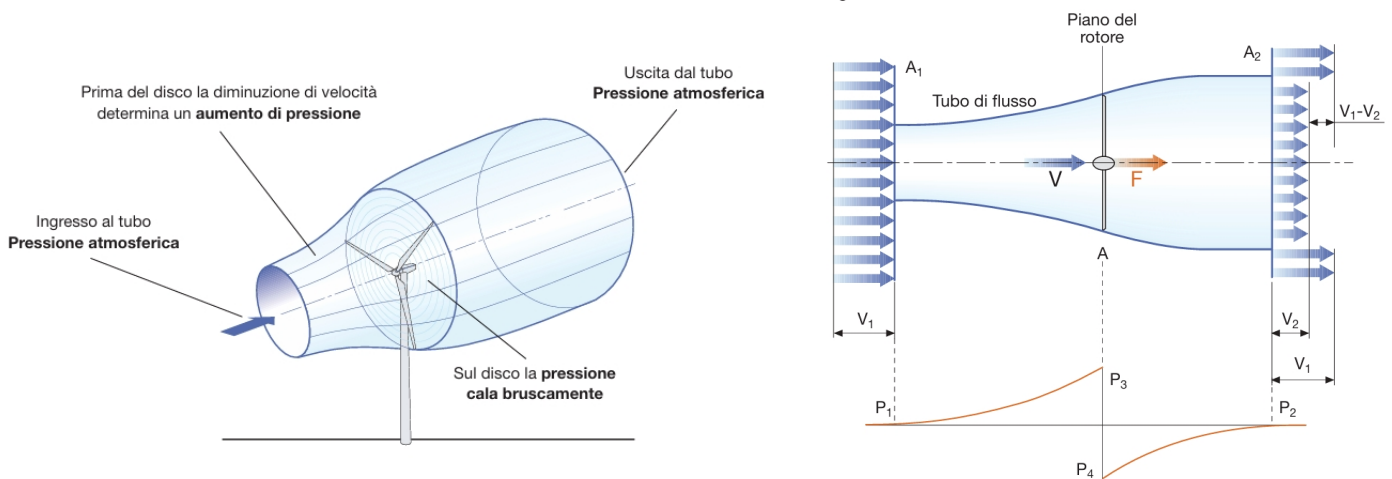


Figure A.1: Schema rotore - tubo di flusso applicazione teoria 1D [2]

Tra A_1 e A e tra A e A_2 , si può scrivere l'equazione di Bernoulli come segue:

$$p_1 + \rho \cdot \frac{v_1^2}{2} = p_3 + \rho \cdot \frac{v^2}{2} \quad (A.1)$$

Analogamente:

$$p_4 + \rho \cdot \frac{v^2}{2} = p_2 + \rho \cdot \frac{v_2^2}{2} \quad (\text{A.2})$$

La forza assiale F , può essere scritta come la differenza di pressione sul disco moltiplicata l'area dello stesso, cioè:

$$F_A = (p_3 - p_4) \cdot A = \rho \cdot A \cdot \frac{v_1^2 - v_2^2}{2} \quad (\text{A.3})$$

Dunque, essendo valida l'equazione di continuità e constatando che la portata è la variazione di massa nell'unità di tempo che scorre attraverso una data sezione:

$$F_A = \frac{dm}{dt} \cdot (v_1 - v_2) = \rho \cdot A \cdot v \cdot (v_1 - v_2) \quad (\text{A.4})$$

A questo punto eguagliando la [2.9] con la [2.10] si ottiene la velocità nella sezione del disco attuatore:

$$v = \frac{1}{2} \cdot (v_1 + v_2) \quad (\text{A.5})$$

Adesso, si definisce "fattore d'interferenza a " il rapporto tra:

$$a = \frac{v_1 - v}{v_1} = 1 - \frac{v}{v_1} \quad (\text{A.6})$$

Ergo, adesso è possibile riscrivere la A.4, quello che si ottiene è:

$$F_A = \frac{1}{2} \cdot A \cdot \rho \cdot v_1^2 \cdot 4a \cdot (1 - a) \quad (\text{A.7})$$

Inoltre, la potenza generata è uguale alla spinta moltiplicata per la velocità del flusso al disco. Questo conduce a:

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot A \cdot \rho \cdot v_1^3 \cdot 4a \cdot (1 - a)^2 \quad (\text{A.8})$$

Notabile è che la potenza generata è proporzionale al cubo della velocità del vento e all'area circolare del rotore, ergo scala come il quadrato della lunghezza delle pale. Ecco perché si è propensi a costruire aerogeneratori sempre più grandi. A questo punto è possibile definire il "coefficiente di potenza" $C_p(a)$ come il rapporto tra la potenza estratta e la potenza disponibile del vento:

$$C_p(a) = \frac{P}{P_{disp}} = \frac{\frac{1}{2} \cdot A \cdot \rho \cdot v_1^3 \cdot 4a \cdot (1 - a)}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot A \cdot v_1^3} = 4 \cdot (1 - a)^2 \quad (\text{A.9})$$

Quando $a = 1/3$ si ha il massimo teorico pari a circa 0.59 che viene comunemente chiamato "Limite di Benz" ed esprime il seguente concetto chiave: "La massima potenza

che si può estrarre, in via teorica, da una corrente d'aria con un aerogeneratore ideale, non può superare il 59% della potenza disponibile del vento incidente".

Inoltre, è definito il "coefficiente di spinta" C_T come il rapporto:

$$C_F = \frac{F_A}{\frac{1}{2}\rho v_1^2 A} = \frac{\text{Spinta}}{\text{Forza dinamica}} \quad (\text{A.10})$$

In funzione del coefficiente di potenza la sua espressione diventa:

$$C_F(a) = 4a \cdot (1 - a) \quad (\text{A.11})$$

Il valore assunto dal coefficiente di spinta al limite di Betz è $C_F = 8/9$. Le misure sperimentali confermano che l'equazione [2.17] è valida, circa, per valori di $a = 0.3$, oltre il quale si entra in regime turbolento (che capita nel moto delle turbine eoliche soprattutto in fase di azionamento e/o spegnimento); Per valori maggiori esiste una correlazione empirica chiamata "correlazione di Glauert".

Ergo:

$$C_F(a) = \begin{cases} 4a \cdot (1 - a) & \text{se } a < 0.3 \\ 4a \cdot (1 - 0.25(5 - 3a)a) & \text{se } a \geq 0.3 \end{cases} \quad (\text{A.12})$$

A.2 Producibilità energetica

Se si vuole stimare la producibilità energetica di un aerogeneratore non è sufficiente conoscere la velocità media del vento nel sito di interesse.

E' altresì importante avere a disposizione dei dati, raccolti in un determinato periodo (es. 1 anno), l'istogramma delle durate percentuali delle varie velocità del vento (che sono comunemente il valore medio misurato nei 10 min attraverso anemometri installati su torri anemometriche, generalmente a diverse altezze per stimare il profilo di velocità variabile con la quota (Figura 2.6).

Questa distribuzione temporale della velocità del vento per un sito viene da prassi studiata statisticamente con la distribuzione di Weibull.

La distribuzione di Weibull, può essere completamente definita tramite la conoscenza di una sola coppia di parametri:

1. il fattore di scala c ;
2. Il fattore di forma k .

La formula generale della distribuzione è conosciuta come:

$$f(v) = \left(\frac{k}{c}\right) \cdot \left(\frac{v}{c}\right)^{k-1} \cdot \exp\left[-\left(\frac{v}{c}\right)^k\right] \quad (\text{A.13})$$

in cui $f(v)$ esprime la probabilità di osservare una velocità del vento v .

Il fattore di scala (c) espresso in m/s, è correlato alla velocità media. Il fattore di forma

(k), adimensionale, è responsabile della simmetria della distribuzione.

Una volta stimati i parametri per un sito specifico, la funzione di ripartizione, che rappresenta la probabilità che la velocità del vento sia inferiore a v , è espressa così:

$$F(v) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{v}{c}\right)^k\right] \quad (\text{A.14})$$

Dunque poiché la progettazione di un impianto eolico ha come obiettivo quello ottimizzare la produzione annua di energia elettrica [kWh], questa può essere stimata utilizzando, da un lato la funzione di ripartizione di Weibull per la velocità del vento nel sito di costruzione, dall'altro la curva di potenza elettrica prodotta dallo specifico aerogeneratore che è fornita dalla azienda produttrice.

La producibilità annua può essere quindi espressa con la relazione seguente:

$$E = 8760 \cdot \int_0^{\infty} P(v) \cdot f(v) \cdot dx \quad (\text{A.15})$$

Il fattore 8760 moltiplica la potenza media per il numero di ore in un anno, così da ottenere l'energia totale prodotta dalla turbina in un anno:

$$E = 8760 \cdot P_{media} \quad (\text{A.16})$$

La producibilità complessiva di un parco eolico è ottenuta dalla somma delle singole capacità di tutte le turbine eoliche presenti e moltiplicando questo risultato per opportuni coefficienti che tengono conto le possibili interferenze aerodinamiche tra le turbine e le perdite nel collegamento tra le varie unità e tra l'impianto e la rete elettrica (qualità della Smart Grid).

Molto di frequente nel mondo professionale la producibilità annua di un aerogeneratore viene espressa in "ore anno equivalenti" h_{eq} , attraverso la relazione:

$$h_{eq} = \frac{E}{P_n} \quad (\text{A.17})$$

Questo valore traduce il seguente concetto: la turbina per produrre l'energia stimata nell'arco dell'anno funziona per un numero di ore fittizie h_{eq} .

In conclusione per confrontare due turbine in termini di producibilità non è sufficiente confrontare le ore anno equivalenti ma anche il loro "Specific rated output", cioè il rapporto tra la potenza nominale P_n e l'area del rotore.

Appendice B

OpenSees Sviluppo&Compilazione su Windows

B.1 Prospettiva iniziale

Immediatamente, se si visita il sito web [Open Sees](#), si rivela cos'è, ma soprattutto com'è concepito questo strumento. Le sue forme e proprietà principali sono state esplicate nel capitolo 4, ma adesso si procederà oltre, nel vivo delle sue potenzialità.

"OpenSees is under continual development, so users and developers should expect changes and updates on a regular basis. In this sense, all users are developers so it is important to register."

Queste frasi sono estrapolate dalla pagina principale del sito web menzionato. Esse rivelano che grazie alla natura *open source* ogni utilizzatore del software diventa anche un suo sviluppatore.

Durante lo svolgimento della Tesi si sono incontrate delle problematiche che hanno indotto il sottoscritto a perorare modifiche/sviluppi del software. Uno sviluppatore non è necessariamente chi crea nuovi codici per nuovi "oggetti" ma finanche chi utilizzandolo riscontra e segnala ed eventualmente consiglia delle modifiche in quanto sono stati riscontrati dei chiari difetti e/o malfunzionamenti e/o limiti nei codici che altri hanno già sviluppato.

Attraverso la pagina [GitHub-OpenSees](#) è possibile creare degli *issues*, che descrivono un problema o una richiesta, i quali poi eventualmente verranno convertiti in *pull-requests*, che contengono una proposta di modifica al codice per risolvere quell'*issue* o introdurre una nuova funzionalità [51].

Quando la *pull-request* viene accettata dalla comunità, cioè solo quando ha superato le regole di protezione del branch (*branch protection rules*), viene unita al *branch principale*, dunque l'*issue* connesso viene chiuso. Ergo, se si vuole che le modifiche siano attive e funzionanti sul software si deve procedere autonomamente alla sua compilazione, con l'azione *fork repository* è possibile scaricare la cartella archivio o deposito, è procedere con la produzione informatica di un nuovo .exe.

Nei prossimi due paragrafi sono mostrati gli *issues* che sono stati aperti, connessi ad una *pull-request* e poi chiusi, e ulteriormente le modalità e proprietà con cui si è effettuata la compilazione.

B.2 Issues&PullRequests

1. **Issue:1350-PR:1371:** la ragion per cui si è aperto è perché il modello costitutivo SANISAND-MS aveva un malfunzionamento che è emerso dalle simulazioni delle prove triassiali.
2. **Issue:1365-PR:1366:** la ragion per cui si è aperto è perché si è riscontrato un malfunzionamento dei comandi *save&restore* che permettono di salvare, interrompere e riprendere in qualsiasi momento un processo di analisi. Dato che queste hanno una durata considerevole (circa 48h) è sicuramente una funzionalità utile. Ma questi comandi avevano un'incompatibilità con i *SurfaceLoad elements*, i quali sono essenziali per applicare il sovraccarico laterale.
3. **Issue:1378-PR:1412:** la ragion per cui si è aperto è perché adesso i comandi *save&restore* non sono implementati per altri elementi delle analisi, probabilmente con il nuovo *LoadPattern* e la sua *PathTimeSeries* introdotti per applicare il carico verticale.
4. **Issue:1453-PR:1532:** la ragion per cui si è aperto è perché le modifiche suddette sono state applicate per il modello costitutivo SANISAND04-Manzari&Dafalias invece che per il SANISAND-MS perché esso aveva un problema di funzionamento emerso durante la simulazione numerica delle prove triassiali.

B.3 Compilazione di OpenSees.exe per Windows

La compilazione di OpenSees è il processo di traduzione del codice sorgente, cioè il contenuto della repository, scritto principalmente in linguaggi come C++ e Tcl, in un linguaggio macchina eseguibile dal sistema operativo. Questo processo viene gestito da un compilatore [Visual Studio](#), che converte il codice sorgente in un file binario eseguibile, permettendo agli utenti di utilizzare OpenSees. Durante la compilazione di OpenSees, possono essere necessari alcuni passaggi di configurazione per includere le dipendenze esterne e librerie specifiche per il sistema su cui verrà eseguito [51]. Il processo di compilazione è stato sostanzialmente l'importazione del progetto, la configurazione del compilatore e l'integrazione delle dipendenze: assicurarsi che tutte le librerie esterne e i percorsi di inclusione siano correttamente referenziati nel progetto.

Non è negli interessi della Tesi trattare più nel dettaglio aspetti dell'informatica della programmazione e dei compilatori, se non fosse che mediante semplici ma consapevoli collegamenti si è ottenuta una *release* del software con prestazione molto più elevate dell'originale.

B.3.1 Ottimizzazione delle Prestazioni di OpenSees: Integrazione delle Librerie UMFPACK e Intel MKL

Il collegamento delle librerie *UMFPACK* e *Intel MKL (Math Kernel Library)* ha l'obiettivo di migliorare le prestazioni della versione di OpenSees compilata, specialmente per quanto riguarda l'efficienza nella risoluzione di sistemi lineari di equazioni sparse, che sono comuni nelle simulazioni FEM strutturali/geotecniche.

1. UMFPACK (Unsymmetric MultiFrontal Sparse LU Factorization) è una libreria che implementa algoritmi per la fattorizzazione LU di matrici sparse non simmetriche. Viene ampiamente utilizzata per la risoluzione di sistemi lineari derivati da problemi ingegneristici e scientifici.
2. Intel MKL è una raccolta di routine matematiche altamente ottimizzate, progettate per sfruttare al massimo le architetture Intel. La MKL fornisce una serie di algoritmi di algebra lineare, tra cui operazioni con matrici sparse e dense, ottimizzati per funzionare più velocemente rispetto alle implementazioni standard.

Prima di poter utilizzare le funzionalità UMFPACK nel codice sorgente, è necessario che il compilatore abbia accesso al file *umfpack.h*. Egli è un *header file* che contiene le dichiarazioni delle funzioni e delle strutture dati utilizzate da UMFPACK. La compilazione della libreria genera un file oggetto che definisce effettivamente le funzioni dichiarate in *umfpack.h*, consentendo il loro utilizzo. Per ottenerla è stato necessario realizzare una nuova compilazione avendo accesso al repository attraverso la pagina GitHub di [SuiteSparse](#), di cui è parte.

Infine, prima di eseguire la compilazione di OpenSees, egli è stato incluso all'interno della sezione del progetto *system* in cui sono presenti i risolutori lineari. Adesso il compilatore può accedere alle definizioni e dichiarazioni delle funzioni di UMFPACK, rendendole così operative.

Le prestazioni sono notevolmente migliorate, la CPU della macchina è molto più coinvolta e i tempi di analisi notevolmente ridotti.

Appendice C

Validazione Mesh

Nell'ambito delle analisi numeriche basate sul metodo degli elementi finiti (FEM), la scelta di una discretizzazione adeguata è cruciale per garantire che i risultati della simulazione siano accurati e computazionalmente efficienti. La discretizzazione della geometria in elementi finiti, comunemente nota come "Mesh", deve essere sufficientemente raffinata per catturare correttamente le caratteristiche fisiche e meccaniche del problema in esame. Tuttavia, una Mesh eccessivamente raffinata può comportare un incremento inutile del tempo di calcolo senza apportare benefici significativi in termini di precisione.

Per verificare l'adeguatezza della Mesh utilizzata, è necessario condurre uno studio di convergenza della Mesh, in cui si varia il numero di elementi progressivamente e si osserva l'evoluzione della soluzione del modello numerico. In particolare, l'obiettivo dello studio è quello di identificare una soglia oltre la quale un'ulteriore raffinazione non produce cambiamenti apprezzabili nei risultati ottenuti, suggerendo che la discretizzazione scelta è sufficientemente accurata.

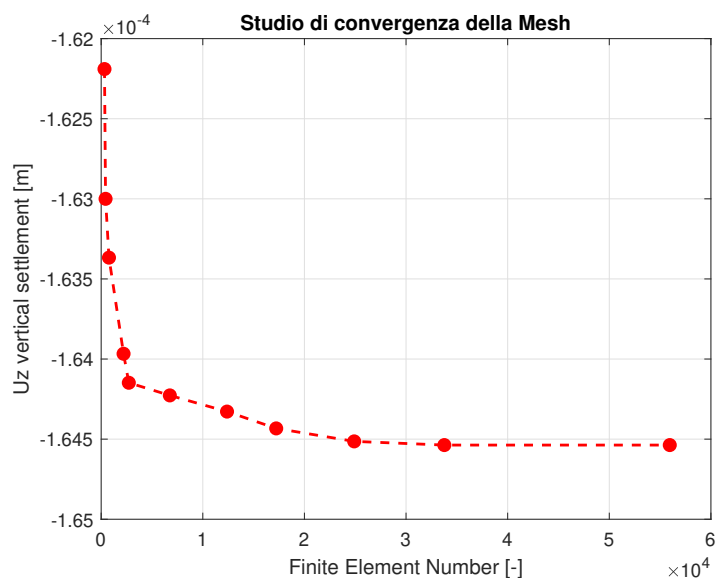


Figure C.1: Studio di convergenza della Mesh

Nel grafico di Figura C.1 riportato, si evidenzia come l'aumento del numero di

elementi influisca sulla soluzione fino a un certo punto, oltre il quale la variazione dei risultati diventa trascurabile, questa soglia è circa 20000 elementi.

Questo comportamento conferma che la Mesh utilizzata di 20274 elementi garantisce un equilibrio ottimale tra precisione della soluzione e costi computazionali. Pertanto, la discretizzazione selezionata è considerata valida per lo specifico problema in analisi.

Bibliography

- [1] Wind Europe. Wind energy in europe: 2023 statistics and the outlook for 2024-2030. <https://windeurope.org/intelligence-platform/product/wind-energy-in-europe-2023-statistics-and-the-outlook-for-2024-2030/#:~:text=Europe%20installed%2018.3%20GW%20of,Europe%20last%20year%20was%20onshore./>.
- [2] ABB. Quaderni di applicazione tecnica n.13; impianti eolici. <https://library.e.abb.com/public/ca72690859c50914c1257937002944c0/1SDC007112G0901.pdf>.
- [3] Consiglio Nazionale delle Ricerche. Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni. <https://www.cnr.it/it/node/2627>.
- [4] Trevor M. Letcher. *Wind Energy Engineering: A Handbook for Onshore and Offshore*. Academic Press, Elsevier, 2023.
- [5] C. LEBLANC, B.W. BYRNE, and G.T. HOULSBY. Response of stiff piles to random two-way lateral loading. *Géotechnique*, 60(9):715–721, 2010.
- [6] B. D. Lago, L. Flessati, P. Marveggio, P. Martinelli, G. Fraraccio, C. di Prisco, et al. Experimental tests on shallow foundations of onshore wind turbine towers. *Structural Concrete*, 23:2986–3006, 2022.
- [7] H Liu. Constitutive modelling of cyclic sand behaviour for offshore foundations. 2020.
- [8] M. T. Manzari and Y. F. Dafalias. A critical state two-surface plasticity model for sands. *Géotechnique*, 47(2):255–272, 1997.
- [9] Simone Corciulo. Dynamic hydro-mechanical analysis of soil-monopile interaction in offshore wind turbines. *Politecnico Di Milano*, 2015.
- [10] Marcus Perry, Jack McAlorum, Grzegorz Fusiek, Pawel Niewczas, Iain Mckeeman, and Tim Rubert. Crack monitoring of operational wind turbine foundations. *Sensors*, 17:1925, 08 2017.
- [11] Ember. Global electricity review 2023. <https://ember-climate.org/insights/research/global-electricity-review-2023/#supporting-material>, 2023. Accessed: 2024-10-17.
- [12] European Academy of Wind Energy (EAWE). About us. <https://eawe.eu/organisation/about-us/>, 2024. Accessed: 2024-10-17.
- [13] Barcellona International Center for Numerical Methods in Engineering (CIMNE). GiD Simulation). <https://www.gidsimulation.com>.

- [14] Pacific Earthquake Engineering Research Center. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation). <https://opensees.berkeley.edu>.
- [15] F. Alonso-Marroquín and H. J. Herrmann. Ratcheting of granular materials. *Phys. Rev. Lett.*, 92:054301, Feb 2004.
- [16] Robert L. Mason. Taguchi methods: A hands-on approach. *Journal of Quality Technology*, 26:77–78, 1994.
- [17] J.P. Coelingh, A.J.M. van Wijk, and A.A.M. Holtslag. Analysis of wind speed observations over the north sea. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 61(1):51–69, 1996.
- [18] International Electrotechnical Commission (IEC). *IEC 61400-1: Wind turbines - Part 1: Design requirements*. International Electrotechnical Commission (IEC), Geneva, Switzerland, 5.0 edition, 2019. Standard No. 61400-1.
- [19] Antonio Colmenar-Santos, Severo Campiñez-Romero, Clara Pérez-Molina, and Francisco Mur-Pérez. Repowering: An actual possibility for wind energy in Spain in a new scenario without feed-in-tariffs. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 41:319–337, 2015.
- [20] F. Javier Ramírez, A. Honrubia-Escribano, E. Gómez-Lázaro, and Duc T. Pham. Experimental tests on shallow foundations of onshore wind turbine towers. *Journal of Cleaner Production*, 196:1198–1212, 2022.
- [21] Zheng Li, Haoyuan Liu, Michael A. Hicks, and Federico Pisanò. Influence of static–cyclic load misalignment on the drained tilting response of offshore monopiles in sand. *Computers and Geotechnics*, 156:105306, 2023.
- [22] Hao Yuan Liu, José Antonio Abell, Andrea Diambra, and Federico Pisanò. Modelling the cyclic ratcheting of sands through memory-enhanced bounding surface plasticity. *Géotechnique*, 69(9):783–800, 2019.
- [23] Haoyuan Liu, Evangelos Kementzetzidis, José Antonio Abell, and Federico Pisanò. From cyclic sand ratcheting to tilt accumulation of offshore monopiles: 3d fe modelling using sanisand-ms. *Géotechnique*, 72(9):753–768, 2022.
- [24] H. Bolton Seed and Kenneth L. Lee. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(6):105–134, 1966.
- [25] Arthur Casagrande. Liquefaction and cyclic deformation of sands—a critical review. *Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.*, (88), 1976.
- [26] YP Vaid and JC Chern. Mechanism of deformation during cyclic undrained loading of saturated sands. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2(3):171–177, 1983.

- [27] Gonzalo Castro. Liquefaction of sands. *harvard Univ, Harvard Soil Mech Ser 81*, 01 1969.
- [28] Fumio Tatsuoka and Kenji Ishihara. Yielding of sand in triaxial compression. *Soils and Foundations*, 14(2):63–76, 1974.
- [29] Kenji Ishihara, Fumio Tatsuoka, and Susumu Yasuda. Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and foundations*, 15(1):29–44, 1975.
- [30] Hans-Jürgen Tillemans and Hans J. Herrmann. Simulating deformations of granular solids under shear. *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, 217(3):261–288, 1995.
- [31] Fredrick Lekarp and Andrew Dawson. Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and Building Materials*, 12, 04 1998.
- [32] Committee on Earthquake Engineering. Liquefaction of soils during earthquakes. *Commission on Engineering and Technical Systems*, 1985.
- [33] Claudio Prisco and David Muir Wood. *Mechanical Behaviour of Soils Under Environmentally Induced Cyclic Loads*, volume 534. 01 2012.
- [34] Song-Hun Chong and J. Santamarina. Sands subjected to vertical repetitive loading under zero lateral strain: Accumulation models, terminal densities, and settlement. *Canadian Geotechnical Journal*, 53, 08 2016.
- [35] Junghee Park and J. Santamarina. Soil response to repetitive changes in pore-water pressure under deviatoric loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146:04020023, 03 2020.
- [36] J Howard. Molecular motors: structural adaptations to cellular functions. *Nature*, 389(6651):561–567, October 1997.
- [37] Peter Reimann. Brownian motors: noisy transport far from equilibrium. *Physics Reports*, 361(2):57–265, 2002.
- [38] Heinrich M. Jaeger, Sidney R. Nagel, and Robert P Behringer. Granular solids, liquids, and gases. *Reviews of Modern Physics*, 68:1259–1273, 1996.
- [39] Fredrick Lekarp, Ulf Isacsson, and Andrew Dawson. State of the art. ii: Permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering*, 126(1):76–83, 2000.
- [40] Pablo Cuéllar, Matthias Baeßler, and Werner Rücker. Ratcheting convective cells of sand grains around offshore piles under cyclic lateral loads. *Granular Matter*, 11(5):379–390, 2009.

- [41] Yannis F. Dafalias and Majid T. Manzari. Simple plasticity sand model accounting for fabric change effects. *Journal of Engineering Mechanics*, 130(6):622–634, 2004.
- [42] Mahdi Taiebat and Yannis F. Dafalias. Sanisand: Simple anisotropic sand plasticity model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(8):915–948, 2008.
- [43] Riccardo Corti, Andrea Diambra, David Muir Wood, Daniella E. Escribano, and David F. T. Nash. Memory surface hardening model for granular soils under repeated loading conditions. *Journal of Engineering Mechanics*, 142(12):04016102, 2016.
- [44] K. H. Roscoe, A. N. Schofield, and C. P. Wroth. On the yielding of soils. *Géotechnique*, 8(1):22–53, 1958.
- [45] K. Been and M. G. Jefferies. A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35(2):99–112, 1985.
- [46] Anthi Papadopoulou and Theodora Tika. The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands. *Soils and Foundations*, 48(5):713–725, 2008.
- [47] Md Mizanur Rahman, S-C Lo, and Y.F. Dafalias. Modelling the static liquefaction of sand with low plasticity fines. *Géotechnique*, 64:881–894, 12 2014.
- [48] Md. Mizanur Rahman and T.G. Sitharam. Cyclic liquefaction screening of sand with non-plastic fines: Critical state approach. *Geoscience Frontiers*, 11(2):429–438, 2020. Grain Crushing in Geoscience Materials.
- [49] Mazzoni et al. Opensees user manual. <https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManualJune2006.pdf>.
- [50] M R Willis I Masters, J C Chapman and J A C Orme. A robust blade element momentum theory model for tidal stream turbines including tip and hub loss corrections. *Journal of Marine Engineering & Technology*, 10(1):25–35, 2011.
- [51] ChatGPT. Openai chatgpt model (version gpt-4). <https://chat.openai.com/>, 2024. Risposte generate automaticamente su richiesta specifica dell'utente. Modello di linguaggio basato su GPT-4.