

REGIONE MARCHE

Comune di Caldarola (MC)

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO DEFINITIVO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO EOLICO DELLA POTENZA DI 60,0 MW integrato con un sistema di accumulo della potenza di 20,0 MW e delle relative opere di connessione alla RTN sito nei comuni di Caldarola e Camerino (MC)

TITOLO

Calcoli preliminari sulle strutture

PROGETTAZIONE	PROPONENTE	
 SR International S.r.l. C.so Vittorio Emanuele II, 282-284 - 00186 Roma Tel. 06 8079555 - Fax 06 80693106 C.F e P.IVA 13457211004 	 Fred. Olsen Renewables Italy S.r.l. Viale Castro Pretorio, 122 - 00185 Roma C.F e P.IVA 15604711000	

Revisione	Data	Elaborato	Verificato	Approvato	Descrizione
00	14/11/2022	Pompili	Bartolazzi	F.O. Renewables	Calcoli preliminari sulle strutture

N° DOCUMENTO

FLS-CLD-CPS

SCALA

--

FORMATO

A4

INDICE

INDICE.....	1
INDICE DELLE FIGURE	1
INDICE DELLE TABELLE.....	2
1 PREMESSA.....	3
2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO.....	3
3 UBICAZIONE DEGLI IMPIANTI E DELLE OPERE DI CONNESSIONE	3
4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
5 ELEMENTI DELL'IMPIANTO EOLICO	5
5.1 AEROGENERATORI.....	5
5.2 FONDAZIONI	7
6 MATERIALI IMPIEGATI	8
7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO	10
7.1 SISMICITA'	10
7.2 STRATIGRAFIA	12
8 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	12
9 ANALISI DEI CARICHI	12
10 AZIONI SULLA STRUTTURA.....	13
11 PERICOLOSITÀ SISMICA	13
12 COMBINAZIONI DI CARICO	15
13 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI	16
14 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI.....	16
14.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE	18
14.2 VERIFICHE STRUTTURALI	18
15 CONCLUSIONI FINALI	19

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Stralcio su IGM con indicazione degli impianti e delle opere di connessione	4
Figura 2 – Vista frontale e laterale dell'aerogeneratore V150 – 6,0	6
Figura 3 – Specifiche tecniche dell'aerogeneratore V150 – 6,0	7
Figura 4 – Tipico fondazione	8
Figura 5 – Diagrammi di calcolo tensione/deformazione acciaio	9
Figura 6 – Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo	9

Figura 7 – Fascia sismologica del sito in esame	11
Figura 8 – Caratteristiche delle strutture sismogenetiche del sito in esame	11
Figura 9 – Descrizione litologica	12
Figura 10 – Classificazione sismica	14
Figura 11 – Pericolosità sismica	14
Figura 12 – Parametri sismici	14
Figura 13 – Combinazioni di carico.....	15

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni (D.M.2018)	16
Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (D.M.2018)	17
Tabella 3 – Coefficienti parziali per le verifiche SLU fondazioni superficiali (D.M.2018).....	17
Tabella 4 – Coefficienti parziali per le verifiche SLU fondazioni su pali (D.M.2018)	17

1 PREMESSA

Il presente progetto ha come obiettivo la realizzazione di una centrale per la produzione di energia da fonte rinnovabile tramite l'impiego di tecnologia eolica. La realizzazione dell'opera prevede l'installazione di n.12 aerogeneratori, modello tipo Vestas V150, della potenza unitaria di 5,0 MW per una potenza totale di 60,0 MW. A questi, si aggiunge un sistema di accumulo di energia elettrica di capacità pari a 20,0 MW e delle opere di connessione alla nuova Stazione di Smistamento della RTN (SE) a 132 kV, da inserire in entra - esce alle linee a 132 kV RTN "Valcimarra - Camerino" e "Valcimarra - Cappuccini" esistenti, da potenziare. Tuttavia non si esclude la possibilità di ricorrere ad alcune varianti progettuali per incrementare la produttività dell'impianto, anche in funzione dei futuri sviluppi di mercato.

Soggetto responsabile del parco eolico, denominato "Energia Caldarola", è la società *Fred. Olsen Renewables Italy S.r.l.* che ha come attività principali lo sviluppo, la progettazione, l'installazione, la commercializzazione, la gestione e la vendita di energia elettrica generata da fonti rinnovabili. La società ha sede a Roma, in Viale Castro Pretorio n. 122 - CAP 00185, C.F. e P.IVA 15604711000.

SR International S.r.l. è una società di consulenza e progettazione operante nel settore delle fonti di energia rinnovabili, in particolare solare ed eolica. Per la realizzazione del progetto in esame essa funge da soggetto di riferimento per il supporto tecnico-progettuale.

L'impianto in progetto comporta un significativo contributo alla produzione di energia rinnovabile; l'energia prodotta sarà immessa nella Rete di Trasmissione Nazionale di proprietà della società Terna S.p.A.

2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Si riporta, di seguito, l'elenco della documentazione di riferimento per la presente relazione:

- FLS-CLD-GEO-Relazione geologica;
- FLS-CLD-IE.12- Schema tipo del plinto di fondazione dell'aerogeneratore;
- FLS-CLD-ROC- Relazione specialistica opere civili.

3 UBICAZIONE DEGLI IMPIANTI E DELLE OPERE DI CONNESSIONE

Il sito ove si prevede di realizzare un parco eolico, denominato "Energia Caldarola", composto da n°12 aerogeneratori della potenza nominale pari a 5,0 MW per una potenza totale corrispondente a 60,0 MW integrato da un sistema di accumulo di potenza pari a 20,0 MW è localizzato nella regione Marche, in provincia di Macerata, all'interno dei territori comunali di Caldarola e Camerino (MC).

L'area di progetto presenta una morfologia per lo più montuosa. Il sito interessato dalle opere è posto ad una quota altimetrica media compresa tra gli 800 e i 1020 m s.l.m., l'aerogeneratore (T12) più vicino al centro abitato di Caldarola (MC) è localizzato ad una distanza di circa 3,5 km; maggiore è la distanza che si rileva tra il più prossimo aerogeneratore (T1) e il centro urbano di Camerino (MC) pari a circa 8,0 km. Il sistema di accumulo (BESS), la Stazione Utente di Trasformazione 30/132 kV e la nuova Stazione Elettrica di Smistamento della RTN a 132 kV sono ubicate in un'area a circa 1,5 km dal centro abitato di Camerino (MC).

La Figura 1 seguente, riproduce l'inquadratura territoriale dell'impianto eolico, con indicazione dettagliata dell'area di progetto interessata dai lavori di cantiere ed in cui verranno installate le componenti dell'impianto eolico e le relative opere accessorie.

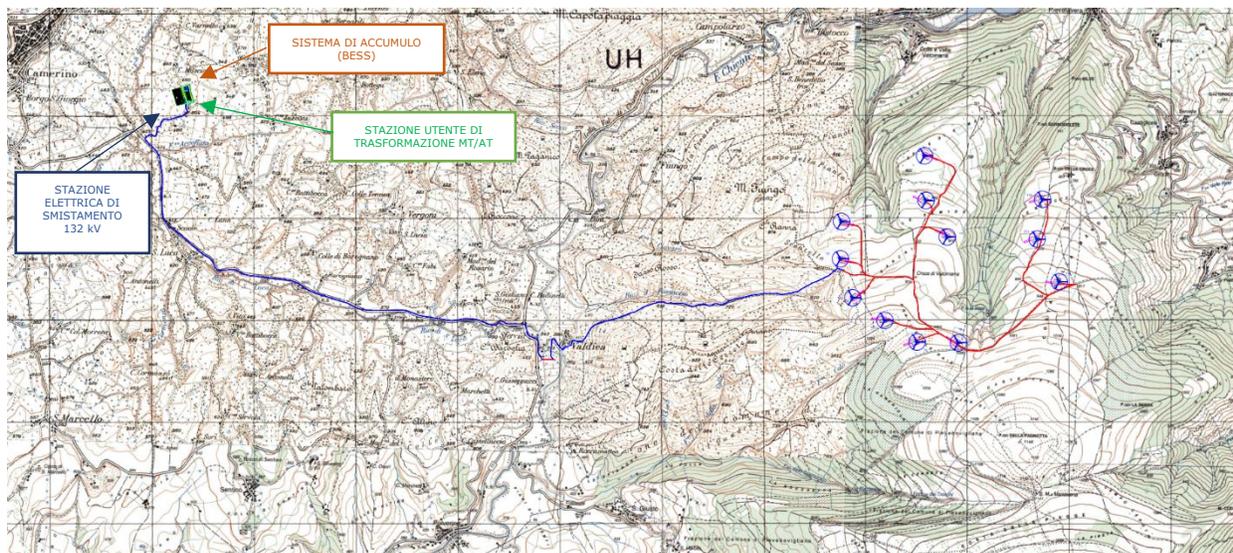


Figura 1 - Stralcio su IGM con indicazione degli impianti e delle opere di connessione

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

NORMATIVA NAZIONALE

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche". Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981;
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni";
- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 - Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

NORMATIVA INTERNAZIONALE

- **UNI 9858** "Concrete. Performance, production, placing and compliance criteria.
- **UNI ENV 1992-1-1 del 31-01-1993 Eurocodice 2**. Progettazione delle strutture di calcestruzzo.

5 ELEMENTI DELL'IMPIANTO EOLICO

Il parco eolico sarà costituito da n.12 aerogeneratori aventi ciascuno una potenza nominale pari a 5,0 MW, modello tipo Vestas V150, con rotore da 150 m, altezza dal mozzo pari a 125 m, per un totale di 200 m dal suolo.

Gli altri elementi principali del sistema eolico in progetto sono:

- *Viabilità e piazzole;*
- *Fondazioni;*
- *Cabina di raccolta;*
- *Cavi elettrici;*
- *Stazione utente di trasformazione 30/132 kV;*
- *Stazione di smistamento (SE) RTN.*

5.1 AEROGENERATORI

Per il layout d'impianto è stato scelto un modello di aerogeneratore adatto alla tipologia ed alla ventosità del sito, ossia il modello tipo Vestas V150 della potenza nominale pari a 5,0 MW. Le principali specifiche tecniche dell'aerogeneratore scelto sono riportate nelle figure successive.

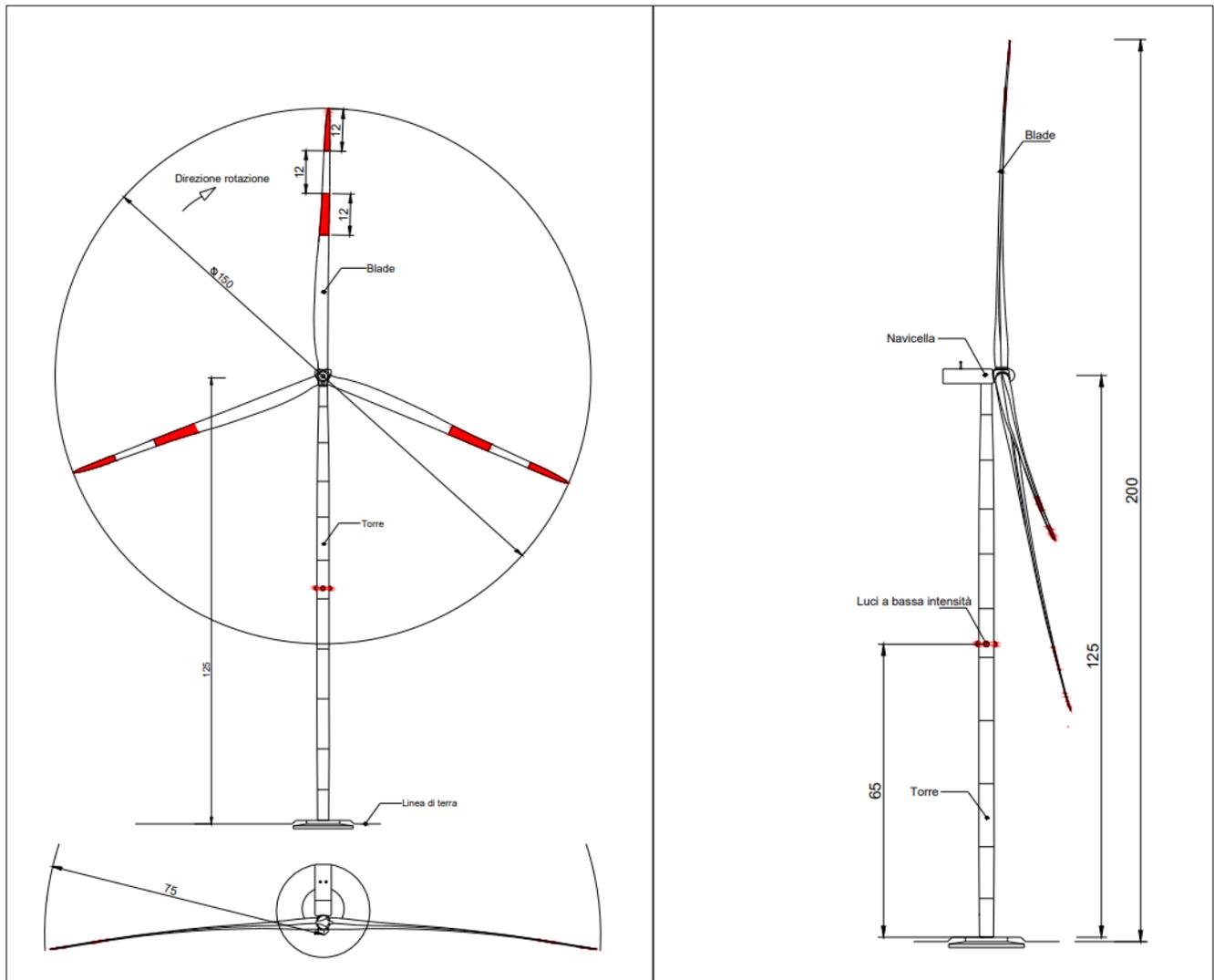


Figura 2 - Vista frontale e laterale dell'aerogeneratore V150 - 5,0

Rotor	V150	V162	Gearbox	
Diameter	150 m	162 m	Type	2 Planetary stages
Swept Area	17671 m ²	20612 m ²	Gear House Material	Cast
Speed, Dynamic Operation Range	4.9 - 12.6 rpm	4.3 -12.1 rpm	Lubrication System	Pressure oil lubrication
Rotational Direction	Clockwise (front view)		Total Gear Oil Volume	800-1000 L
Orientation	Upwind		Oil Cleanliness Codes	ISO 4406-/15/12
Tilt	6°		Yaw System	
Hub Coning	6°		Type	Plain bearing system
No. of Blades	3		Material	Forged yaw ring heat-treated. Plain bearings PETP
Aerodynamic Brakes	Full feathering		Yaw gear type	Multiple stages planetary gear
Blades			Yawing Speed (50 Hz)	Approx. 0.4°/sec.
Blade Length	73.65 m	79.35 m	Yawing Speed (60 Hz)	Approx. 0.5°/sec.
Maximum Chord	4.2 m	4.3 m	Towers	
Chord at 90% blade radius	1.4 m	1.68 m	Type	Tubular steel towers Larger diameter steel towers Concrete Hybrid Towers
Type Description	Structural airfoil shell		Hydraulic System	
Material	Fibreglass reinforced epoxy, carbon fibres and Solid Metal Tip (SMT)		Main Pump	Redundant internal-gear oil pumps
Blade Connection	Steel roots inserted		Pressure	Max. 260 bar
Airfoils	High-lift profile		Filtration	3 µm (absolute) 40 µm in line
Pitch System				
Type	Hydraulic			
Number	1 cylinder per blade			
Range	-5° to 95°			

Figura 3 – Specifiche tecniche dell'aerogeneratore V150 – 5,0

5.2 FONDAZIONI

Le fondazioni tipo di ciascun aerogeneratore sono costituite da una posa di calcestruzzo a base circolare di diametro di circa 26 m, ed avente una profondità di 3,9 m dal piano di campagna, con 14 pali di fondazione del diametro di 1,0 e lunghezza pari a 25 m, come riportato nella figura successiva.

Nell'eventualità che, dalle indagini geotecniche in situ, venga stimata una tensione ammissibile troppo bassa le misure ed il numero di pali potrebbero subire delle variazioni in funzione dei parametri forniti dalle stesse prove geotecniche in sede di progetto esecutivo. L'utilizzo di fondazioni su pali è comunque consigliabile per ridurre i cedimenti differenziali presenti a motivo delle disomogeneità e discontinuità del terreno. Qualora le caratteristiche dei terreni di fondazione siano particolarmente scadenti si potrebbe anche ricorrere ad interventi di consolidamento del terreno del tipo Jet Grouting.

Gli scavi a sezione larga per la realizzazione dei plinti verranno eseguiti tramite l'impiego di pale meccaniche al fine di evitare scoscendimenti, franamenti per cui le acque scorrenti alla superficie del terreno non si riversino negli scavi.

Una volta eseguito lo scavo di profondità, per la costruzione del plinto, si procederà alla realizzazione di una fondazione profonda mediante pali di fondazione ed alla pulizia del fondo dello scavo del plinto, che verrà successivamente ricoperto da uno strato di magrone, per garantire l'appianamento della superficie.

In seguito, si provvederà alla posa della gabbia di ancoraggio e al montaggio dell'armatura del plinto. Prima del montaggio dell'armatura, durante il montaggio e a fine montaggio verranno condotte delle verifiche sulla planarità in corrispondenza delle flange superiori della gabbia di ancoraggio prima del getto di calcestruzzo. A tal proposito tre punti verranno rilevati sulla

circonferenza della base della torre, rispettivamente a 0°, 120° e 240° per l'esecuzione di tali verifiche. Test di trazione e snervamento, in conformità alla normativa vigente, verranno svolti su campioni di acciaio della lunghezza di 1,5 m e suddivisi in base al diametro.

Successivamente, quando l'armatura sarà ultimata, tramite l'ausilio di una pompa, si proseguirà con il getto di cemento. Durante il getto, le prove di fluidità verranno svolte così come prove di schiacciamento su cubetti-campione in calcestruzzo prelevati.

Infine, per evitare il rapido essiccamento del plinto e l'insorgere di pericolose cricche al suo interno, fogli di polietilene verranno impiegati. Ulteriori dettagli relativi alle opere in cemento armato, per quanto riguarda le fondazioni degli aerogeneratori, verranno approfonditi all'interno della relazione specialistica dei calcoli preliminari sulle strutture.

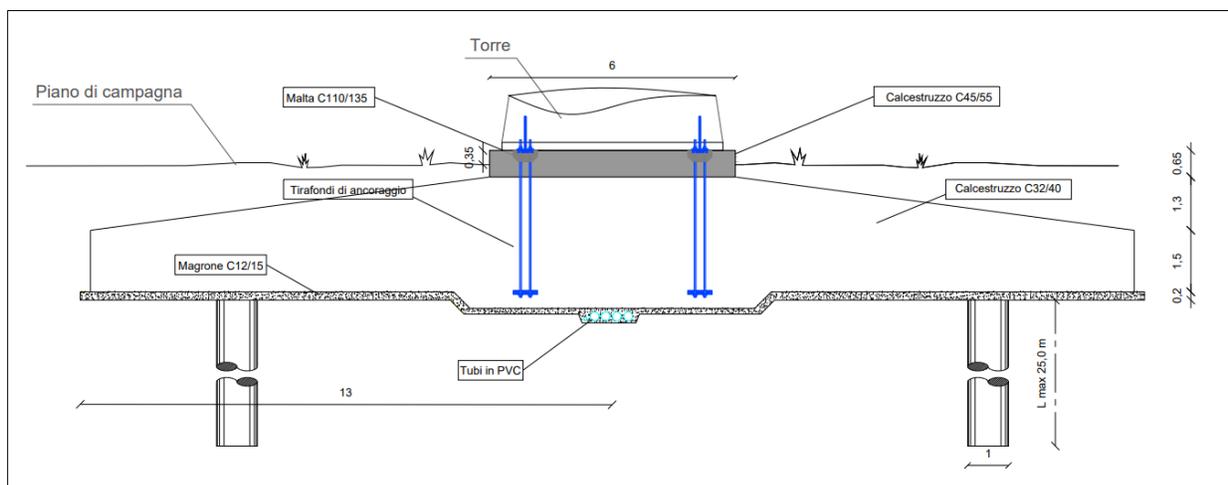


Figura 4 – Tipico fondazione

6 MATERIALI IMPIEGATI

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate comunemente dal progettista e dal committente, particolare attenzione è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera.

Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- **ACCIAIO**

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in figura sottostante.

L'acciaio (comprese eventuali reti elettrosaldate) per conglomerato cementizio armato sarà del tipo B450 C con f_{yk} pari a 450 MPa.

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.

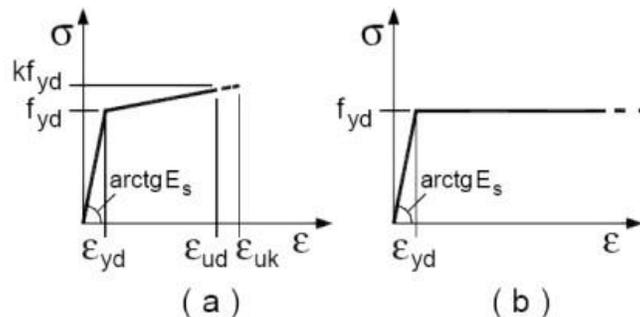


Figura 5 – Diagrammi di calcolo tensione/deformazione acciaio

- **CALCESTRUZZO**

Il conglomerato cementizio impiegato sarà del tipo C32/40 per quanto concerne le platee di fondazione degli aerogeneratori, del tipo C45/55 per la parte centrale e per le strutture di sottofondazione sarà utilizzato un conglomerato cementizio del tipo C12/15.

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018:

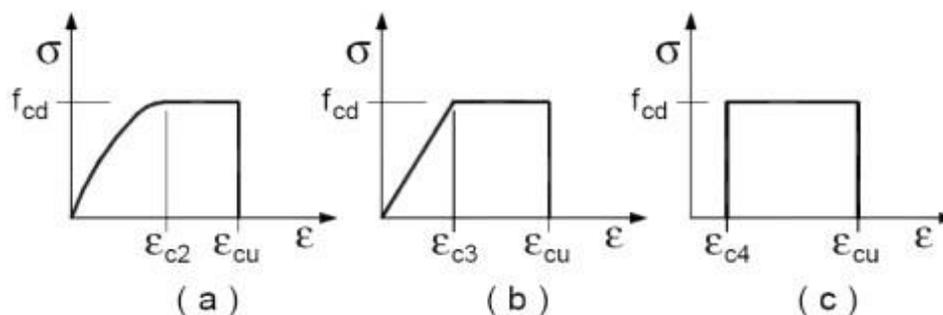


Figura 6 – Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo

I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$ecu2 = 0,0035.$$

7 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area in cui sorgerà il parco eolico è costituita da un articolato altopiano che caratterizza la dorsale marchigiana interna.

Dal punto di vista geologico l'area è composta perlopiù dalle litologie calcaree e calcareo-marnose della Successione Umbro-Marchigiana.

In particolare, nelle aree che ospiteranno i piloni degli aerogeneratori, è subaffiorante un substrato riconducibile alla Formazione della Scaglia rossa. Tale Formazione risulta suddivisa in letteratura in tre membri, inferiore intermedio e superiore in base alle caratteristiche fisiche ed alle facies. Essa presenta spessori generalmente molto importanti e una fratturazione che coinvolge gran parte della Formazione. Tale fratturazione è perlopiù riconducibile agli sforzi tettonici che hanno edificato la catena appenninica.

Il substrato calcareo-marnoso e marnoso-calcareo affiora in maniera estensiva in tutta l'area e risulta localmente ricoperto da pozioni di terreno naturale, frutto della pedogenesi dei materiali rocciosi, di spessore esiguo e sempre inferiore al metro.

Spessori di terreni di copertura cartografabili, sono presenti lungo le vallecole che incidono il promontorio e che drenano le acque meteoriche superficiali.

Tali detriti perlopiù sciolti subiscono trasporto da parte delle acque superficiali in occasioni di piogge intense o da parte della gravità per effetto di frane di tipo debris-flow. L'ubicazione delle pale dal presente studio risulta interessare solo il substrato.

A ovest dell'altopiano è presente un probabile sovrascorrimento con direzione appenninica (NO-SE) che ha accavallato i depositi della scaglia rossa sopra alla più giovane scaglia cinerea. Tale condizione testimonia la fase compressiva che la tettonica ha sottoposto quest'area, fase che attualmente è migrata verso oriente in prossimità del mar adriatico. Tali sovrascorrimenti pertanto sono testimoni di fasi tettoniche attualmente non attive in quest'area.

7.1 SISMICITA'

L'Appennino umbro-marchigiano è inglobato in un complesso sistema di strutture sismogenetiche, gran parte dell'area marchigiana, caratterizzata da discreta sismicità, è interposta fra due fasce sismiche. La fascia sismica occidentale (918), corrispondente alla più esterna tra le zone sismogenetiche dell'Appennino umbro-marchigiano e la fascia sismica orientale (sviluppata soprattutto in offshore 917). La parte più occidentale della regione Marche, ove insiste l'area di edificazione, è interessata dalla fascia sismogenetica 918, dove lo studio dell'assetto geometrico delle strutture sismiche e degli eventi da esse generati ha portato alla compartimentazione di strutture sismogenetiche volumetricamente modeste, che non sono in grado di generare, terremoti di magnitudo maggiore di:

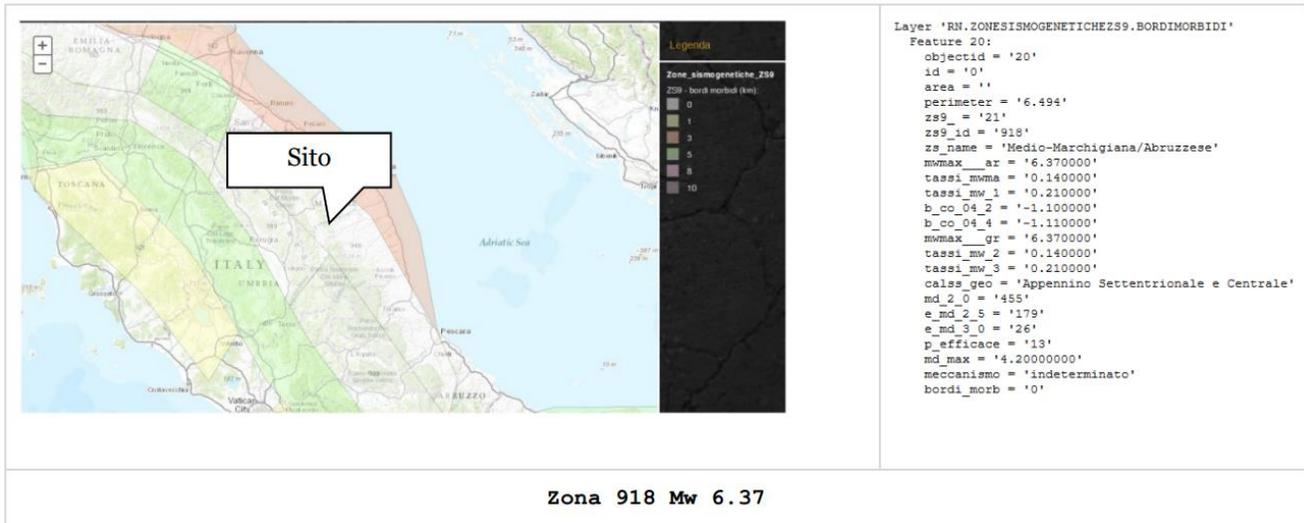


Figura 7 – Fascia sismologica del sito in esame

Di seguito le principali strutture che raggruppate per caratteristiche simili caratterizzano la Zona 918.

GENERAL INFORMATION			
DISS-ID	ITCS027		
Name	Bore-Montefeltro-Fabriano-Laga		
Compiler(s)	Burrato P.(1), Mariano S.(1)		
Contributor(s)	Burrato P.(1), Mariano S.(1)		
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sismologia e Tettonofisica, Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy		
Created	08-Jan-2005		
Updated	17-May-2012		
Display map ...			
Related sources	ITIS058 ITIS047 ITIS048 ITIS049 ITIS055 ITIS135		
PARAMETRIC INFORMATION			
PARAMETER	QUALITY	EVIDENCE	
Min depth [km]	12.0	OD	Based on structural geology and geodynamic constraints.
Max depth [km]	22.0	OD	Based on structural geology and geodynamic constraints.
Strike [deg] min... max	90...160	OD	Based on geological constraints and structural geology.
Dip [deg] min... max	20...55	OD	Based on geological constraints and structural geology.
Rake [deg] min... max	70...110	EJ	Inferred from geological data.
Slip Rate [mm/y] min... max	0.1...0.5	EJ	Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
Max Magnitude [Mw]	6.2	OD	Derived from maximum magnitude of associated individual source(s).
<small>LD=LITERATURE DATA; OD=ORIGINAL DATA; ER=EMPIRICAL RELATIONSHIP; AR=ANALYTICAL RELATIONSHIP; EJ=EXPERT JUDGEMENT;</small>			

GENERAL INFORMATION			
DISS-ID	ITIS049		
Name	Camerino		
Compiler(s)	Mariano S.(1)		
Contributor(s)	Valensise G.(1), Burrato P.(1), Mariano S.(1)		
Affiliation(s)	1) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia; Sismologia e Tettonofisica, Via di Vigna Murata, 605, 00143 Roma, Italy		
Created	31-May-2005		
Updated	31-May-2005		
Display map ...			
Related sources	ITCS027		
PARAMETRIC INFORMATION			
PARAMETER	QUALITY	EVIDENCE	
Location [Lat/Lon]	43.16 / 13.10	LD	Primarily based on the location of the associated earthquake.
Length [km]	8.0	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
Width [km]	6.0	OD	Based on geological cross sections.
Min depth [km]	14.0	OD	Based on geological cross sections.
Max depth [km]	16.1	OD	Based on geological cross sections.
Strike [deg]	160	OD	Based on structural geology and geological data from various authors.
Dip [deg]	20	OD	Based on structural geology and geological data from various authors.
Rake [deg]	90	EJ	Inferred from geological data.
Slip Per Event [m]	0.4	ER	Calculated from Mo using the relationship from Hanks and Kanamori (1979).
Slip rate [mm/y] min...max	0.1...0.5	EJ	Unknown, values assumed from geodynamic constraints.
Recurrence [y] min... max	800...4000	EJ	Inferred from slip rate and average displacement.
Magnitude [Mw]	5.8	ER	Calculated using the relationships from Wells and Coppersmith (1994).
<small>LD=LITERATURE DATA; OD=ORIGINAL DATA; ER=EMPIRICAL RELATIONSHIP; AR=ANALYTICAL RELATIONSHIP; EJ=EXPERT JUDGEMENT;</small>			

Figura 8 – Caratteristiche delle strutture sismogenetiche del sito in esame

7.2 STRATIGRAFIA

La litostratigrafia di seguito mostrata è desunta dal rilevamento eseguito nell'area in cui saranno edificati. I terreni in sito possono essere così catalogati.

DESCIZIONE LITOSTRATIGRAFICA			
LITOL GI	PROF.T A' m	SPES SOR E m	ETA'
Terreno vegetale Tipo OH	P.C. 0.5 m	0.5 m	<u>Rappresenta la copertura più superficiale dell'area prodotta a seguito dell'azione degli organismi:</u> E' COSTITUITO DA LIMO ARGILLOSO E SABBIA LIMOSA COLOR MARRONE SCURO CON ABBONDANTI RESTI VEGETALI E GHIAIA SPARSA.
Detrito di versante Tipo GM	0.5 - >3.5 m	0 - >3.0 m	<u>Rappresenta la copertura detritica, risulta arealmente limitata, assente nella maggior parte dell'area, si rinviene solamente all'interno dei fossi di erosione concentrata:</u> GHIAIA SABBIOSA DI FORMA IRREGOLARE ED APPIATTITA, A SPIGOLI VIVI.
Substrato Tipo SFALS	1.5 - >5.0 m	1.0 m	<u>Rinvenibile nella parte sommitale dell'area, caratterizzato da una forte alterazione:</u> SUBSTRATO ROCCIOSO, CARATTERIZZATA DA UNA FORTE FRATTURAZIONE RIEMPITA DAI TERRENI PIÙ FINI. COSTITUITO DA CALCARI E CALCARI MARNOSI ROSATI CON SELCE ROSSA. CON LOCALI INTERCALAZIONI CALCARENITICHE A CUI SI AGGIUNGONO NELLA PARTE ALTA LIVELLI MARNOSI ROSSI;

Figura 9 – Descrizione litologica

8 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

Si ribadisce che in fase esecutiva si renderà necessario realizzare uno studio di dettaglio relativo alle effettive postazioni interessate dalle opere previste e che pertanto tale indagine non può ritenersi sostitutiva di quanto previsto dalle NTC 2018 e dalle normative di riferimento.

9 ANALISI DEI CARICHI

La valutazione dei carichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del D.M. 2018. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

10 AZIONI SULLA STRUTTURA

Le azioni sulla struttura in esame sono valutate in accordo al capitolo 3 del D.M. 2018. In particolare sono presenti:

- Carichi permanenti strutturali e non strutturali;
- Azione sismica;
- Carichi caratteristici da neve;
- Carichi caratteristici da vento estremo;
- Carichi estremi;
- Carichi estremi durante il normale funzionamento.

Le azioni così ottenute sono opportunamente combinate tra loro in base alle combinazioni di carico indicate dalla norma di riferimento e riportate in dettaglio al capitolo dedicato della presente relazione. Da queste si ottengono i valori di progetto delle sollecitazioni da impiegare successivamente nelle verifiche. I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018.

11 PERICOLOSITÀ SISMICA

In base alla recente normativa antisismica (O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" modificata dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 03/05/2005 "Ulteriori modifiche ed integrazioni dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 ..."; D.M. 14/09/2005 "norme tecniche per le costruzioni" sostituito dal DM del 14/01/2008 "nuove norme tecniche per le costruzioni"; ordinanza PCM 3519 del 28/04/2006), il territorio italiano è stato suddiviso in 4 zone sismiche con diversi livelli di accelerazione sismica di progetto. In particolare, nell'allegato relativo ai "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche - individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone" si è proceduto alla riclassificazione sismica dei comuni italiani in funzione di fattori quali l'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni e l'accelerazione di ancoraggio dello spettro di risposta elastico. Sono state così definite quattro zone con fattori di rischio decrescente.

Ai fini della determinazione dell'influenza delle azioni sismiche nell'opera in progetto si è provveduto, secondo i dettami del T.U. Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, a caratterizzare i seguenti aspetti:

- aspetti geodinamici e sismici;
- pericolosità sismica di base.

Il comune di Caldarola secondo l'Ordinanza del P.C.M. n. 3274 del 20/03/03 viene classificato in Zona 2, mostrando, così, un valore di accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni compreso/uguale tra **0,15-0,25**.

Zona		A(g) d'ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche)	A(g) con probabilità di superamento della soglia pari al 10% in 50 anni
Zona 1	E' la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti	0.35 g	$ag > 0.25 > 0.25$
Zona 2	Nei Comuni inseriti in questa zona possono verificarsi terremoti abbastanza forti	0.25 g	$0.15 < ag \leq 0.25$
Zona 3	I Comuni inseriti in questa zona possono essere soggetti a scuotimenti modesti	0.15 g	$0.05 < ag \leq 0.15$
Zona 4	E' la zona meno pericolosa	0.05 g	$ag \leq 0.05$

Figura 10 – Classificazione sismica

La pericolosità sismica di base (caratteristiche del moto sismico nel sito di interesse) viene definita da:

1. l'accelerazione massima di picco orizzontale ag ;
2. valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 ;
3. periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_c .

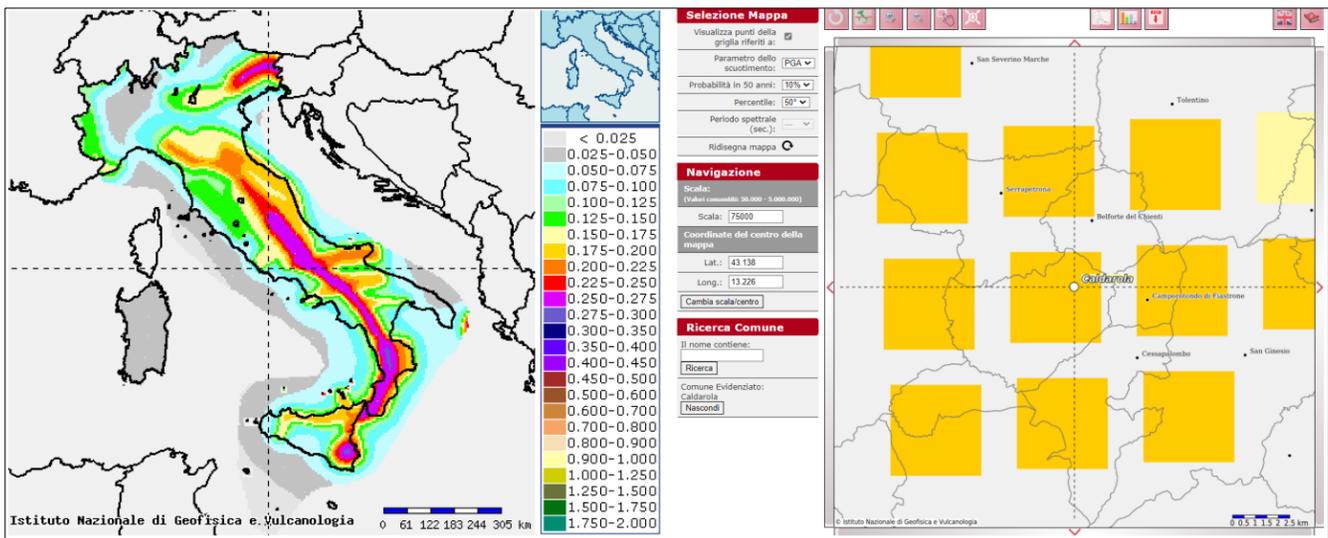


Figura 11 – Pericolosità sismica

I valori di pericolosità sismica sono in funzione per periodo di ritorno associato ai vari stati limite SL. L'accelerazione massima al suolo viene fornita con una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (corrispondente ad un periodo di ritorno $T_r=475$ anni e $T_r=50$ anni - mappa di pericolosità dal sito <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>). In tabella sono riportati i valori per il sito in esame:

STATO LIMITE	T_r [anni]	ag [g]	F_0	T_c' [s]
Operatività (SLO)	30	0,062	2,474	0,277
Danno (SLD)	50	0,078	2,468	0,288
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,185	2,511	0,333
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,236	2,555	0,342
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			

Figura 12 – Parametri sismici

Tali valori vengono riferiti al suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale; si dovrà pertanto valutare l'effetto della risposta sismica locale al fine di poter stimare come il segnale sismico viene variato a causa delle caratteristiche litologiche dei terreni e quindi delle proprietà meccaniche e della topografia di superficie. Si richiede pertanto di determinare:

1. l'amplificazione stratigrafica;
2. l'amplificazione topografica.

12 COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sulla costruzione sono state combinate secondo le regole previste dalla normativa vigente. Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni in accordo con il paragrafo 2.5.3 del D.M.17/01/2018:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
 - Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
 - Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
 - Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
 - Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
 - Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]
- Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:
- $$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}.$$
- [2.5.7]

Figura 13 – Combinazioni di carico

In cui

- G1 carico permanente strutturale;
- G2 carico permanente di tutti gli elementi non strutturali;
- Qk1 valore caratteristico del carico variabile dominante;
- Qki valore caratteristico dell'i-esimo carico variabile;

Le verifiche sono state sviluppate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali e della Tab. 6.4.II per le fondazioni su pali.

13 MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per il progetto e la verifica delle fondazioni si utilizza un programma di calcolo agli elementi finiti (FEM), come SISMICAD. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto.

Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli:

- un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore;
- il solutore agli elementi finiti;
- un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

14 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M.2018.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 1 – Coefficienti parziali per le azioni (D.M.2018)

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella.

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 2 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici (D.M.2018)

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali e della tabella 6.4.II per le fondazioni su pali.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 3 – Coefficienti parziali per le verifiche SLU fondazioni superficiali (D.M.2018)
Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 4 – Coefficienti parziali per le verifiche SLU fondazioni su pali (D.M.2018)

14.1 CARICO LIMITE FONDAZIONE

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione trinomia:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

in cui:

γ = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della fondazione = $B - 2e$;

L = lunghezza della fondazione;

N_c, N_q, N_{γ} = fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b = coefficienti correttivi.

14.2 VERIFICHE STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo S.L.U. avviene col seguente procedimento:

- costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018; per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato;
- per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

15 CONCLUSIONI FINALI

Il plinto scelto in via preliminare per la fondazione è un elemento fondale diretto in calcestruzzo gettato in opera di forma circolare composto da un plinto di base e un colletto superiore, con 14 pali di fondazione del diametro di 1,0 e lunghezza pari a 25 m. Il plinto di base ha diametro di 26,0 m e una profondità di 3,9 m dal piano campagna. Il colletto superiore cilindrico avrà diametro di 6,00 m ed altezza 0,65 m.

In funzione delle indagini geotecniche eseguite in situ in sede di progetto esecutivo verranno definiti tutti i dettagli sulla geometria, le dimensioni della fondazione superficiale e le caratteristiche dei pali per ogni aerogeneratore.