

---

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA  
PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO  
NEL TERRITORIO COMUNALE DI CAMUGNANO (BO) LOC. TRASSERRA  
POTENZA NOMINALE 27 MW

**PROGETTO DEFINITIVO - SIA**

---

PROGETTAZIONE E SIA

ing. Fabio PACCAPELO

ing. Andrea ANGELINI

ing. Antonella Laura GIORDANO

ing. Francesca SACCAROLA

COLLABORATORI

ing. Giulia MONTRONE

geom. Rosa Contini

dr. Pietro Paolo Lopetuso

STUDI SPECIALISTICI

GEOLOGIA

geol. Matteo DI CARLO

ACUSTICA

ing. Sabrina SCARAMUZZI

VINCA E STUDIO FAUNISTICO

dr. Luigi Raffaele LUPO

STUDIO BOTANICO VEGETAZIONALE E

PEDO-AGRONOMICO

dr. Gianfranco GIUFFRIDA

ARCHEOLOGIA

NOSTOI S.R.L.

INTERVENTI DI COMPENSAZIONE E VALORIZZAZIONE

arch. Gaetano FORNARELLI

arch. Andrea GIUFFRIDA

---

**PD.R. ELABORATI DESCRITTIVI**

**R.11 Calcoli preliminari delle strutture**

REV.	DATA	DESCRIZIONE
------	------	-------------




## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>NORMATIVE ADOTTATE</b>	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI</b>	<b>4</b>
<b>5</b>	<b>METODOLOGIE ADOTTATE PER IL CALCOLO STRUTTURALE</b>	<b>5</b>
5.1	SCHEMA STRUTTURALE E METODO DI VERIFICA ADOTTATI	6
<b>6</b>	<b>SCHEMA STATICO</b>	<b>8</b>
<b>7</b>	<b>CALCESTRUZZO E COPRIFERRO</b>	<b>9</b>
<b>8</b>	<b>ACCIAIO PER LE ARMATURE</b>	<b>11</b>
<b>9</b>	<b>LE CASSEFORME</b>	<b>12</b>
<b>10</b>	<b>L' ESECUZIONE DEI GETTI</b>	<b>13</b>
<b>11</b>	<b>PERICOLOSITA' SISMICA</b>	<b>15</b>
<b>12</b>	<b>SISTEMA DI CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA E COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>18</b>
12.1	AEROGENERATORI	18
12.2	EDIFICIO COMANDO E SERVIZI AUSILIARI	20
12.3	FONDAZIONI APPARECCHIATURE ELETTROMECCANICHE	22
12.4	CARICO NEVE	23
<b>13</b>	<b>RAPPRESENTAZIONE MODELLI DI CALCOLO</b>	<b>24</b>
<b>14</b>	<b>RISULTATI MODELLI DI CALCOLO</b>	<b>25</b>



## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo preliminare delle strutture, predisposta ai sensi dell'*art.4* della *legge 05.11.1971 n.1086* e dell'*art.17* della *legge 02.02.1974 n. 64*, come aggiornate ai sensi dell'*art. 1* del *D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche sulle Costruzioni"*, nonché ai sensi dei *punti 10.1 e 10.2* dello stesso *D.M. 17.01.2018*, ha per oggetto il dimensionamento dei vani tecnici in calcestruzzo armato gettato in opera, nonché delle strutture di fondazione degli aerogeneratori previsti nell'ambito del progetto per la realizzazione di un parco eolico.



## 2 DESCRIZIONE SINTETICA DELLE OPERE

Il progetto di tale parco eolico consta di n. 6 aerogeneratori da 27,0 MW.

Il sistema fondazionale di ciascun aerogeneratore di tipologia indiretta, sarà costituito da una platea di fondazione circolare in calcestruzzo armato gettato in opera su pali trivellati di profondità di circa 25 m e diametro pari a 120 cm.

In virtù delle analoghe condizioni di carico e della confrontabile tipologia e stratigrafia dei siti che caratterizzano l'area oggetto del presente intervento, come desunto dalla relazione geologica preliminare allegata al progetto, tutte le platee di fondazione risultano caratterizzate dalle medesime dimensioni plano-volumetriche; in particolare esse presentano un'area di base di forma circolare avente raggio pari a 14,5 m ed altezza variabile da un minimo di 1,30 m lungo la circonferenza esterna, ad un massimo di 2,60 m; altresì, in corrispondenza della parte centrale dell'estradosso, tale platea di fondazione presenta un sovrizzo caratterizzato da un concio mediano circolare.



### 3 NORMATIVE ADOTTATE

1. Legge 05.11.1971, n. 1086

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

2. Legge 02.02.1974, n. 64

Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche.

3. D.M. LL. PP. 11-03-88

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

Circolare Ministeriale del 24-07-88, n. 30483/STC.

4. Legge 02-02-74 n. 64, art. 1 - D.M. 11-03-88.

Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

5. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 (G.U. n. 105 del 8.5.2003) e ss.mm.ii.

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Nuova classificazione sismica 2003.

6. Deliberazione della Giunta Regione Puglia 02/03/2004 n° 153 (BURP n° 33 del 18/03/2004).

7. Eurocodice 2: UNI EN 1992-1-1:2005

8. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Sicurezza (cap.2), Azioni sulle costruzioni (cap.3), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12),

9. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18

Costruzioni in calcestruzzo (par.4.1), Costruzioni in legno (par.4.4), Costruzioni in muratura (par.4.5), Progettazione geotecnica (cap.6), Progettazione per azioni sismiche (cap.7), Costruzioni esistenti (cap.8), Riferimenti tecnici (cap.12), EC3.

10. Circ. Min. n. 7 del 21 gennaio 2019

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.



## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Le strutture che comportano l'impiego di calcestruzzo armato gettato in opera saranno costituite dai seguenti materiali:

**LEGANTI:** nelle opere in oggetto devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia (*Legge 26.05.1965, n. 595*), con esclusione del cemento alluminoso; il contenuto minimo di cemento, di tipo CEM IV/A 42,5 R, dovrà essere pari a 380 daN/mc.

**INERTI:** gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose od argillose, di gesso ecc.; la ghiaia o il pietrisco devono avere le dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature e comunque non superiori a 16 mm.

**ACQUA:** l'acqua per gli impasti deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva; dovrà inoltre essere in percentuale inferiore al 55 % in peso rispetto al cemento.

**ARMATURA:** non si deve porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurre sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

**IMPASTI:** i conglomerati cementizi gettati in opera saranno così dosati:

1. Pietrisco: mc 0,8 per mc. di calcestruzzo;
2. Sabbia lavata: mc. 0,4 per mc. di calcestruzzo;
3. Cemento pozzolanico di tipo CEM IV/A 42,5 R: daN 380 per mc di calcestruzzo (dosaggio minimo).

Il conglomerato cementizio impiegato sarà del tipo **C32/40**, per quanto concerne le platee di fondazione degli aerogeneratori e del tipo **C25/30** per quanto attiene i pali di fondazione degli aerogeneratori e le membrane strutturali relative ai vani tecnici; per le strutture di sottofondazione sarà utilizzato un conglomerato cementizio del tipo **C12/15**. La resistenza caratteristica a compressione dopo 28 giorni del conglomerato cementizio sarà pari o superiore a **R'ck = 40 N/mm<sup>2</sup>** per le platee di fondazione degli aerogeneratori; esso sarà sottoposto a prove da eseguirsi presso laboratori ufficiali con cadenze dettate dal *D.M. 17 gennaio 2018*; la resistenza caratteristica a compressione dopo 28 giorni del conglomerato cementizio sarà pari o superiore a **R'ck = 30 N/mm<sup>2</sup>** per i pali di fondazione degli aerogeneratori e le membrane strutturali relative ai vani tecnici; esso sarà sottoposto a prove da eseguirsi presso laboratori ufficiali con cadenze dettate dal *D.M. 17 gennaio 2018*. La resistenza caratteristica a compressione dopo 28 giorni del calcestruzzo per le opere di sottofondazione sarà del tipo **R'ck = 15 N/mm<sup>2</sup>**.

Il ferro (comprese eventuali reti elettrosaldate) per conglomerato cementizio armato sarà del tipo **B450C** controllato in stabilimento ( $\sigma_{amm} = 2.600 \text{ daN/cm}^2$ ).



## 5 METODOLOGIE ADOTTATE PER IL CALCOLO STRUTTURALE

Il modello di calcolo utilizzato ai fini della simulazione del comportamento strutturale delle platee di fondazione è basato sull'applicazione del metodo degli elementi finiti; in particolare, il sistema di calcolo per elaboratore elettronico impiegato per il dimensionamento delle platee in oggetto è il SISMICAD vers. 12.13 (Licenza d'uso 9368914).

Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un preprocessore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input ai solutori; 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.

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse.

Indipendentemente dal solutore utilizzato, i nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita.

I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad un nodo principale giacente nel piano dell'impalcato e coincidente generalmente con il baricentro delle masse; tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi.

Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente.

Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi verticali uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio.

Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura.

Il calcolo delle sollecitazioni eseguito dai solutori si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti un coefficiente riduttivo dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione;
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;



- le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale; in alternativa possono essere schematizzate attraverso un elemento finito parzialmente o non reagente alla trazione;
- i plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di nove molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale;
- i pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti;
- i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;
- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale;
- la deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio;
- i disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali;
- alle estremità di elementi asta e' possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche;
- è prevista la gestione automatica di elementi non strutturali che assumono funzioni strutturali a seguito del sisma (tamponamenti riquadrati da telai schematizzati con puntoni diagonali equivalenti);
- il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, sia attraverso l'analisi statica che attraverso l'analisi modale con spettro di risposta controllando, in accordo alle varie normative adottate, la percentuale delle masse eccitate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nel nodo principale di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso;
- nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

### 5.1 SCHEMA STRUTTURALE E METODO DI VERIFICA ADOTTATI

Nel caso più generale il programma esegue le verifiche degli elementi in c.a. con il metodo delle tensioni ammissibili o agli stati limite in accordo alle NTC 17.01.2018, secondo Eurocodice 2, secondo ACI 318 o secondo NSR-98.

Nel caso in oggetto si è scelto di utilizzare le verifiche con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, in ottemperanza al D.M. 17 gennaio 2018.

Le travi sono verificate a flessione retta e taglio; i pilastri, i pali ed i setti pressoflessione deviata. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro.

Per le verifiche delle platee (a flessione e punzonamento) è ammessa l'introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'Eurocodice, Appendice A.2.8.

Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza.





In particolare, il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile.

Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione.

Il programma effettua anche le verifiche a fessurazione, calcolando la dimensione delle aperture delle eventuali fessure (in tal caso nelle zone ove le sollecitazioni producono la fessurazione viene assunto il momento di inerzia ideale della sezione omogeneizzata); se tali verifiche sono soddisfatte, esse non vengono riportate nel paragrafo *“Calcolo generale della struttura”*.



## 6 SCHEMA STATICO

Per quanto riguarda le strutture maggiormente cimentate, le piastre di fondazione degli aerogeneratori, lo schema statico utilizzato è quello di una fondazione a platea modellata mediante elementi bidimensionali con funzionamento a piastra, poggianti su suolo schematizzato alla Winkler.

I pali di fondazione sono stati discretizzati mediante elementi finiti monodimensionali immersi in un suolo omogeneo discretizzato alla Winkler.

Per quanto concerne le stratigrafie del terreno di fondazione, desunte dalle indagini geognostiche effettuate in corrispondenza dei siti destinati ad ospitare gli altrettanti aerogeneratori, sono state prudenzialmente accorpate una serie di stratigrafie diverse, accomunate da caratteristiche simili ed uniformabili.

Altresì, per quanto attiene le fondazioni relative alle opere minori, per il terreno a contatto con l'intradosso dei plinti si è assunta, cautelativamente, una tensione limite massima, comunque, inferiore a  $6,06 \text{ daN/cm}^2$ , con una costante di Winkler pari ad  $0,5 \text{ daN/cm}^3$



## 7 CALCESTRUZZO E COPRIFERRO

Per le strutture si è previsto l'utilizzo della seguente tipologia di calcestruzzo:

- a) Calcestruzzo di resistenza caratteristica **C32/40** (Rck 400 kg/cmq) per le platee degli aerogeneratori;
- b) Calcestruzzo di resistenza caratteristica **C25/30** (Rck 300 kg/cmq) per i pali delle platee degli aerogeneratori e le strutture relative ai vani tecnici;
- b) Modulo di elasticità longitudinale: **E = 310.000 Kg/cmq**
- c) Modulo di elasticità tangenziale: **G = 115.000 Kg/cmq**

Ai fini delle verifiche si sono utilizzati i seguenti valori limite ammissibili delle tensioni (**C32/40**):

Tensione di compressione cls	Sigmac	<b>122.50</b> (Kg/cmq)
Tensione di trazione cls	Sigmac	<b>0.0</b> (Kg/cmq)
Tensione tangenziale limite inferiore cls	Tauc0	<b>7.33</b> (Kg/cmq)
Tensione tangenziale limite superiore cls	Tauc1	<b>21.14</b> (Kg/cmq)
Tensione tangenziale di aderenza cls	Taub	<b>21.99</b> (Kg/cmq)

Ai fini di garantire la buona durabilità delle strutture si è previsto l'utilizzo di un calcestruzzo e relativo ricoprimento adeguato alle condizioni ambientali che si realizzeranno in fase di esercizio.

Si è ipotizzato che in fase di esercizio si realizzi una condizione ambientale identificata dalla classe di esposizione XC2 secondo la norma *UNI EN 206-1* (edizione dicembre 2000) "strutture o parti di strutture di contenimento liquidi o fondazioni, ambiente bagnato raramente secco".

Si è previsto l'utilizzo di un calcestruzzo *Rck 400* conforme alla norma *UNI EN 206-1* in classe di esposizione XC2 avente le seguenti caratteristiche:

classe di consistenza S4  
slump di getto ≥ 16.0 cm  
additivo superfluidificante 1,0 %  
rapporto acqua/cemento 0,50  
classe di resistenza 425  
dosaggio di cemento 380 kg/mc  
diametro massimo efficace 32 mm

Il valore del ricoprimento utilizzato per la realizzazione di tutti gli elementi strutturali è di 40 mm conforme alla norma *UNI EN 206-1* per classi di esposizione XC2.

Per quanto concerne il calcestruzzo relativo ai vani tecnici si sono utilizzati i seguenti valori limite ammissibili delle tensioni (**C25/30**):

Tensione di compressione cls	Sigmac	<b>97.50</b> (Kg/cmq)
Tensione di trazione cls	Sigmac	<b>0.0</b> (Kg/cmq)
Tensione tangenziale limite inferiore cls	Tauc0	<b>6.00</b> (Kg/cmq)
Tensione tangenziale limite superiore cls	Tauc1	<b>18.28</b> (Kg/cmq)
Tensione tangenziale di aderenza cls	Taub	<b>18.00</b> (Kg/cmq)

Ai fini di garantire la buona durabilità delle strutture si è previsto l'utilizzo di un calcestruzzo e relativo ricoprimento adeguato alle condizioni ambientali che si realizzeranno in fase di esercizio.



Si è ipotizzato che in fase di esercizio si realizzi una condizione ambientale identificata dalla classe di esposizione *XC1* secondo la norma *UNI EN 206-1* (edizione dicembre 2000) “*Cls per interni di edifici con umidità relativa bassa, ambiente secco o permanentemente bagnato*”.

Si è previsto l'utilizzo di un calcestruzzo *Rck 300* conforme alla norma *UNI EN 206-1* in classe di esposizione *XC1* avente le seguenti caratteristiche:

classe di consistenza	S3
slump di getto $\geq$	16.0 cm
additivo superfluidificante	No
rapporto acqua/cemento	0,60
classe di resistenza	425
dosaggio di cemento	320 kg/mc
diametro massimo efficace	32 mm

Il valore del ricoprimento utilizzato per la realizzazione di tutti gli elementi strutturali è di 40 mm conforme alla norma *UNI EN 206-1* per classi di esposizione *XC1*.



## 8 ACCIAIO PER LE ARMATURE

Si è previsto l'utilizzo di acciaio per armature del tipo **B450C** ad adherenza migliorata. Ai fini delle verifiche si è utilizzato il seguente valore limite ammissibile della tensione nell'acciaio: **2600 Kg/cm<sup>2</sup>**

Nell'esecuzione e nella posa dei ferri di armatura ci si dovrà scrupolosamente attenere alle indicazioni riportate sui disegni. In ogni caso, salvo diversamente specificato, le sovrapposizioni di ferri dovranno essere non inferiori a 50 volte il diametro degli stessi e opportunamente sfalsate.

Tutte le piegature saranno eseguite prima della messa in opera dei ferri.

Non è permesso l'uso del calore, né quello delle saldature, eccetto ove sia specificatamente indicato nel progetto.

Il numero, la forma e la posizione dei ferri saranno perfettamente conformi a quanto indicato sui disegni.

Dovranno essere prese le adeguate precauzioni non solo affinché i ferri siano disposti nella corretta posizione, ma anche affinché non vi siano spostamenti durante i getti.

Nessun materiale di nessun genere potrà essere incorporato nel calcestruzzo, eccetto il filo di ferro, i distanziatori interni delle casseforme, ed i distanziatori delle armature destinati a mantenere le barre nelle posizioni volute.

I distanziatori delle armature metalliche dovranno garantire una distanza di 40 mm fra le barre più esterne e le superfici interne dei casseri e dovranno essere approvati dalla D.L. e posizionati secondo le indicazioni della stessa.



## 9 LE CASSEFORME

Le casseforme dovranno avere una resistenza sufficiente ad evitare l'ingobbamento in fase di getto e maturazione del calcestruzzo.

Particolare attenzione dovrà essere posta nel parallelismo e nel perfetto accostamento delle casseforme onde conseguire una superficie a tenuta che non consenta la perdita di boiaccia e/o acqua del calcestruzzo.

Tutte le facce delle casseforme dovranno essere pulite e trattate con sostanze antiadesive scasseranti approvate dalla D.L.

Tutti gli spigoli vivi in calcestruzzo dovranno essere evitati mediante smussi di 25 per 25 mm, salvo diversamente specificato.

Nessun elemento metallico, salvo piastre o inserti speciali dovrà distare dalla faccia della superficie, meno di quanto specificato per i ferri principali di armatura.

Normalmente, come distanziatori per le casseforme, si useranno tubi stellari in P.V.C. con coni d'appoggio dello stesso materiale, infine sigillati mediante malta addizionata con malta di ripresa e tappo in P.V.C. morbido.

Le casseforme non saranno asportate finché il calcestruzzo non avrà raggiunto consistenza sufficiente a sopportare il peso proprio e ogni eventuale altro carico che gravi su di esso, secondo le norme vigenti e, o a giudizio della D.L..

Nell'asportare le casseforme bisognerà porre attenzione a non rovinare il calcestruzzo.



## 10 L' ESECUZIONE DEI GETTI

Tutte le opere in c.a. dovranno essere eseguite nel rispetto delle normative vigenti in materia ed in particolar modo del *D.M. del 17.01.2018*.

E' fatto esplicito obbligo che il getto di tutte le platee, che per necessità strutturali devono garantire un comportamento monolitico, dovrà essere eseguito senza riprese.

Pertanto, occorrerà organizzare il lavoro in modo tale da assicurare un'esecuzione di getto continuo e senza interruzione (per pasti o imputabili a ritardi di trasporto del calcestruzzo, a insufficienza dei vibratori, a mano d'opera scarsa o male addestrata).

Il calcestruzzo sarà depositato, per quanto possibile, nella sua posizione finale al fine di evitare rimaneggiamenti o scorrimenti ulteriori. Il calcestruzzo sarà gettato e vibrato procedendo a strati orizzontali, regolari e continui, di altezza non superiore a 25 cm, se costipato a mano, e non superiori a 50 cm se costipato con vibratori meccanici.

Sarà evitato un eccesso di vibrazione, causa la segregazione di boiaccia e di perdita di materiali attraverso la casseratura.

Il calcestruzzo potrà essere gettato anche mediante un impianto di pompaggio, il quale potrà essere sistemato in modo da assicurare un flusso regolare ed evitare l'intasamento dei tubi.

La tubazione di adduzione dovrà essere piazzata in modo da evitare il più possibile l'ulteriore movimento del calcestruzzo.

Particolare cura sarà data alla scelta dell'appropriata granulometria e del giusto contenuto d'acqua.

Nella realizzazione delle platee in calcestruzzo armato dovranno essere osservate le seguenti prescrizioni:

- l'uso di additivi non dovrà alterare le qualità richieste al calcestruzzo e non dovrà danneggiare le armature;
- gli additivi per migliorare le caratteristiche del calcestruzzo potranno essere impiegati secondo le prescrizioni del produttore, sulla base di prove di laboratorio ufficiale che attestino la conformità del prodotto alle disposizioni vigenti e ne garantiscano la qualità e la costanza di caratteristiche nel tempo.
- immediatamente prima del getto, i casseri saranno puliti con cura. I casseri in metallo o in calcestruzzo saranno trattati con un prodotto di sformatura, avente caratteristiche tali da non colare sulle superfici verticali dei casseri e da non impedire ulteriori riprese nel cls;
- i distanziali dovranno essere di tipo idoneo ad evitare la filtrazione dei liquidi ad opera eseguita (ad esempio in ferro con successivo taglio a raso ed intonacatura), non sarà ammesso l'uso di distanziali di legno;
- la posa in opera del conglomerato cementizio dovrà procedere facendo cadere il conglomerato verticalmente al centro della cassaforma e stendendolo in strati orizzontali dello spessore da 20 a 50 cm a seconda delle dimensioni della struttura, prima della successiva vibratura;
- la vibratura dovrà avvenire mediante immersione del vibratore in direzione verticale in punti distanti fra loro da 40 a 80 cm e con successivo ritiro lento a vibrazione ultimata, in modo da non lasciare fori o impronte nel conglomerato;
- perché il getto possa essere considerato monolitico, il tempo trascorso fra la posa in opera di uno strato orizzontale ed il ricoprimento con lo strato successivo, non deve superare le tre ore
- nel caso in cui l'interruzione tra due successivi getti, uno a completamento dell'altro, superi le tre ore, e non sia stato utilizzato un additivo ritardante, si stenderà sulla superficie di ripresa uno strato di malta (sabbia con cemento) dello spessore di 1+2 cm con un dosaggio di cemento di almeno kg 600/mc;



- le riprese di getto saranno indicate nei disegni esecutivi delle strutture;
- se le circostanze richiederanno l'esecuzione di riprese non previste in progetto, dovrà essere informato la D.L.;
- se il getto viene ripreso a partire da una superficie di calcestruzzo che abbia già fatto presa, lo strato superficiale sarà messo a vivo con mezzo adatto e pulito correttamente.





## 11 PERICOLOSITA' SISMICA

### Dati generali

- Tipo di costruzione: 2
- Vita nominale della costruzione VN: > 50
- Classe d'uso: IV
- Coefficiente di classe d'uso Cu: 2
- Periodo di riferimento per l'azione sismica VR: 100
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Coefficiente di amplificazione topografica ST: 1
- Stati limite considerati per le verifiche nei confronti dell'azione sismica: SLO, SLV, SLD

### Dati per gli spettri di risposta delle componenti orizzontali allo SLO:

- Probabilità PVR di superamento in VR: 81%
- Periodo di ritorno dell'azione sismica TR: 60
- $ag/g$ : 0,08
- FO: 2,497
- $T^*C$ : 0,296
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,5
- Coefficiente S: 1
- Coefficiente CC: 1,57
- TB: 0,169
- TC: 0,507
- TD: 1,84
- TE: 4,5
- TF: 10
- $\xi$ : 0,05

### Dati per gli spettri di risposta delle componenti verticali allo SLO:

- Probabilità PVR di superamento in VR: 81%
- Periodo di ritorno dell'azione sismica TR: 60
- $ag/g$ : 0,08
- FO: 2,497
- $T^*C$ : 0,296
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1
- Coefficiente S: 1
- TB: 0,05



- TC: 0,15
- TD: 1
- $\xi$ : 0,05

Dati per gli spettri di risposta delle componenti orizzontali allo SLV:

- Probabilità PVR di superamento in VR: 10%
- Periodo di ritorno dell'azione sismica TR: 949
- $ag/g$ : 0,259
- FO: 2,452
- T\*C: 0,348
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,32
- Coefficiente S: 1
- Coefficiente CC: 1,49
- TB: 0,205
- TC: 0,615
- TD: 2,268
- TE: 4,5
- TF: 10
- $\xi$ : 0,05

Dati per gli spettri di risposta delle componenti verticali allo SLV:

- Probabilità PVR di superamento in VR: 10%
- Periodo di ritorno dell'azione sismica TR: 949
- $ag/g$ : 0,259
- FO: 2,452
- T\*C: 0,348
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1
- Coefficiente S: 1
- TB: 0,05
- TC: 0,15
- TD: 1
- $\xi$ : 0,05

Dati per gli spettri di risposta delle componenti orizzontali allo SLD:

- Probabilità PVR di superamento in VR: 63%
- Periodo di ritorno dell'azione sismica TR: 101
- $ag/g$ : 0,102
- FO: 2,497



- $T^*C$ : 0,317
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1,5
- Coefficiente S: 1
- Coefficiente CC: 1,53
- TB: 0,175
- TC: 0,524
- TD: 1,903
- TE: 4,5
- TF: 10
- $\xi$ : 0,05

Dati per gli spettri di risposta delle componenti verticali allo SLD:

- Probabilità PVR di superamento in VR: 63%
- Periodo di ritorno dell'azione sismica TR: 101
- $ag/g$ : 0,102
- FO: 2,497
- $T^*C$ : 0,317
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica SS: 1
- Coefficiente S: 1
- TB: 0,05
- TC: 0,15
- TD: 1
- $\xi$ : 0,05



## 12 SISTEMA DI CARICHI AGENTI SULLA STRUTTURA E COMBINAZIONI DI CARICO

Nel presente progetto si è fatto riferimento ai seguenti carichi unitari permanenti:

- peso proprio dell'acciaio per carpenteria = **7.860 daN/m<sup>3</sup>**
- peso proprio del conglomerato cementizio = **2.400 daN/m<sup>3</sup>**
- peso proprio del calcestruzzo armato = **2.500 daN/m<sup>3</sup>**
- peso proprio del calcestruzzo alleggerito per formazione pendenze = **1.500 daN/m<sup>3</sup>**

### 12.1 AEROGENERATORI

Ai fini del dimensionamento della platea e dei pali di fondazione sono stati considerati i carichi e le combinazioni di carico agenti all'altezza della flangia d'acciaio ubicata in corrispondenza del concio di fondazione alla base di una tipica torre eolica, come usualmente forniti dai produttori e fornitori degli aerogeneratori.

In generale, i carichi e le combinazioni di carico (per gli Stati Limite Ultimi e per gli Stati Limite di Esercizio) agenti sulla struttura risultano suddivisi nel seguente modo:

- combinazioni di carichi massimi a base torre relative all'analisi agli Stati Limite Ultimi, dove in ogni combinazione le coppie e le forze agenti rappresentano una tipologia diversa di carichi aerodinamici funzione di vari parametri quali direzione e velocità del vento, eventuale funzionamento delle pale, presenza di guasti etc.; in particolare le situazioni maggiormente severe per le strutture di fondazione rappresentano le seguenti tipologie di funzionamento e di raffiche di vento:
  1. condizione di parcheggio e perdita della connessione elettrica;
  2. produzione di potenza;
  3. produzione di potenza con guasto: pitch su una pala;
- combinazioni di carico relative all'analisi agli Stati Limite Ultimi in presenza di sisma, dove in ogni combinazione le coppie e le forze agenti rappresentano sia il contributo dei carichi aerodinamici, funzione di vari parametri quali direzione e velocità del vento, eventuale funzionamento delle pale, presenza di guasti etc., sia il contributo dell'azione sismica; in particolare, per quanto concerne l'azione dei carichi aerodinamici, essa è funzione dei parametri sismici specifici del sito (accelerazione di picco di picco di progetto (PGA), il tipo di terreno, ecc.).
- combinazioni di carico relative all'analisi agli Stati Limite di Esercizio in presenza di evento sismico che prevede l'applicazione degli stessi carichi previsti al punto precedente ma verifiche diverse in quanto esse si riferiscono agli Stati Limite di Esercizio.

Altresì, è stata cura aggiungere a tali carichi, in accordo con tutte le le specifiche tecniche fornite dalle varie ditte produttrici degli aerogeneratori, un ulteriore carico permanente dovuto alla presenza di un eventuale disallineamento di 8mm/m della torre rispetto alla verticale, conseguenza delle tolleranze di costruzione/montaggio e valutato per mezzo di un incremento del momento ribaltante agente a base torre pari a:

$$\Delta M = 3.800 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

I carichi impiegati nella combinazione più severa applicata alla struttura, per la verifica allo stato limite ultimo, sono stati estrapolati dalla seguente tabella fornita dal produttore delle torri eoliche:



Load case	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Fr [kN]	Mr [kNm]	$\gamma$ [-]
DLC 8.1	9346.5	-80.3	423.0	314.5	29638.6	13386.6	430.6	32521.5	1.50
DLC 6.2	6816.3	1274.2	48.2	3024.7	333.6	-137426.9	1275.1	137427.3	1.10
DLC 1.3	8601.4	-35.5	1355.2	3209.9	131610.0	7501.3	1355.7	131823.6	1.35
DLC 2.2	6862.3	-24.0	153.3	11541.3	11386.6	3925.7	155.2	12044.3	1.10
DLC 1.3	8642.0	-135.4	1145.8	-1222.7	131848.1	19021.8	1153.7	133213.2	1.35
DLC 6.2	6780.7	-1249.4	105.4	-4006.8	-3048.7	140903.6	1253.8	140936.6	1.10
DLC 1.3	8601.4	-35.5	1355.2	3209.9	131610.0	7501.3	1355.7	131823.6	1.35
DLC 6.2	6805.2	-1252.2	335.1	-5666.0	29181.6	139625.8	1296.3	142642.7	1.10

Table 2: Extreme loads; including partial safety factor

Per quanto concerne la distribuzione dei succitati carichi e/o momenti concentrati indicati nella tabella di cui sopra, essi, al fine di evitare concentrazioni di tensioni inammissibili e non reali in corrispondenza dei loro punti di applicazione sulla platea, sono stati suddivisi, all'estradosso della platea stessa, in un sistema equivalente di n.18 carichi concentrati secondo il seguente criterio ed applicati lungo il profilo geometrico del concio di fondazione in acciaio che funge da dima di ancoraggio per la torre eolica sovrastante:

- **Fx, Fy, Fz, Fr, Mz:** divisione per 18 di ognuna delle risultanti Fz, Fr, Mz.
- **Mx, My,** : tale momento si è tradotto in 9 coppie aventi direzione parallela all'asse verticale e caratterizzate da due forze uguali ed opposte poste a distanza 2y, dove y è la distanza del punto di applicazione di ognuna delle 18 forze dall'asse x; ogni forza è pari a:  $(M_{res} \cdot y) / \Sigma y^2$ , dove  $\Sigma y^2$  rappresenta la sommatoria delle distanze al quadrato dall'asse x di tutti i punti di applicazione delle 18 forze concentrate.

In aggiunta, il produttore ha fornito le seguenti combinazioni di carico cui assoggettare le fondazioni:

- Combinazione per superficie del terreno di fondazione interamente compressa:

Load case	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Fr [kN]	Mr [kNm]	$\gamma_F$ [-]
DLC 1.1	6414.0	68.5	717.0	1712.2	86797.6	13139.2	720.3	87786.5	1.00

Table 3: Load case for check against lift-off

Ovvero, al fine di garantire un'adeguata rigidezza alla platea di fondazione durante il funzionamento, nella combinazione suindicata l'area di appoggio della fondazione deve essere interamente compressa.

- Combinazione per superficie del terreno di fondazione in parziale trazione:

Load case	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Fr [kN]	Mr [kNm]	$\gamma_F$ [-]
DLC 6.2	6186.6	-1138.4	304.7	-5150.9	26528.7	126932.5	1178.4	129675.0	1.00

Table 4: Load case for check against overturning

Ossia, al fine di garantire un'adeguata rigidezza alla platea di fondazione durante il funzionamento, nella combinazione suindicata la porzione di superficie di appoggio della fondazione cui sono consentite tensioni di trazione (sollevamento) non deve superare il 50% della superficie totale.

- Combinazioni per scorrimento della fondazione:

Load case	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Fr [kN]	Mr [kNm]	$\gamma_F$ [-]
DLC 2.2	6238.5	-21.8	139.4	10492.1	10351.5	3568.8	141.1	10948.9	1.00
DLC 6.2	6186.6	-1138.4	304.7	-5150.9	26528.7	126932.5	1178.4	129675.0	1.00

Table 5: Load case for check against sliding

Al fine di garantire un'adeguata rigidezza alla platea di fondazione durante il funzionamento, nelle combinazioni suindicate non si deve verificare scorrimento della fondazione sul piano di posa.



- Combinazioni per cedimenti della fondazione:

Load case	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Fr [kN]	Mr [kNm]	$\gamma_F$ [-]
DLC 6.2	6805.2	-1252.2	335.1	-5666.0	29181.6	139625.8	1296.3	142642.7	1.10

**Table 6: Load case for check against shear failure**

Al fine di garantire un'adeguata rigidezza alla platea di fondazione durante il funzionamento, nella combinazione suindicata non si devono verificare cedimenti di taglio della fondazione.

- Combinazioni per tensione del palo:

Load case	Fx [kN]	Fy [kN]	Fz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]	Fr [kN]	Mr [kNm]	$\gamma_F$ [-]
DLC 1.1	6437.8	157.8	803.8	3505.9	91067.9	20948.6	819.1	93446.3	1.00

**Table 7: Load cases for check against pile tension loading**

Ovvero nei pali non è consentito alcun carico di tensione per la combinazione di carico suindicata, a meno che il carico dinamico e di fatica non sia preso in considerazione esplicitamente nel progetto dei pali, compresi tutti gli effetti dinamici di interazione tra terreno di fondazione e pali.

Si precisa che, in ottemperanza ai disposti contenuti nel Decreto del 21.10.2003 pubblicato sulla G.U.R.I. n. 252 del 29 ottobre 2003, l'opera in oggetto è stata considerata come indicato nell'allegato 1, elenco A *"Categorie di edifici ed opere infrastrutturali di interesse strategico di competenza statale, la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile."* e, pertanto, nella verifica agli stati limite di esercizio si è ipotizzato una struttura di classe d'uso IV con spettro relativo allo stato limite di danno SLD.

Successivamente, la platea, dimensionata in ragione dei carichi appena descritti, è stata verificata anche nei confronti del fenomeno della fatica; i carichi impiegati per quest'ultimo tipo di verifica sono stati acquisiti direttamente dal produttore delle torri eoliche sotto forma tabellare.

Tali verifiche a fatica sono state condotte in riferimento alle norme e procedure di calcolo e di verifica riportate nell'Eurocodice 2, ovvero considerando per l'acciaio il danno cumulativo (vedi paragrafi 6.8.4 e 6.8.5 dell'EC2 EN 1992-1-1) e per il calcestruzzo il rispetto dei limiti dettati al p.to 6.8.7 dell'EC2, a partire dallo spettro di sollecitazione e dalle sollecitazioni medie (momenti e tagli in testa alla platea).

Analogamente a quanto visto per le precedenti sollecitazioni di carico, al fine di riprodurre gli effetti delle azioni di fatica, si è proceduto all'applicazione di n.18 forze concentrate di valore fissato (caratterizzate dal valore minimo dello spettro) a cui sono stati successivamente applicati, nelle combinazioni, opportuni coefficienti moltiplicativi in modo da ottenere lo spettro completo dei carichi agenti.

Desunte le tensioni massime e minime nei singoli punti di verifica e noti i relativi numeri di cicli si è proceduto ad effettuare le verifiche come indicato nelle succitate normative di riferimento; in particolare, note le sollecitazioni agenti nella struttura a causa dell'azione dello spettro di carichi variabili fornito, è stato verificato che la differenza di tensione ingenerata in uno stesso punto generico fosse inferiore rispetto alla massima differenza tollerabile indicata dalle curve di Wohler.

## 12.2 EDIFICIO COMANDO E SERVIZI AUSILIARI

Solaio di copertura

Pesi strutturali

Peso proprio (solaio H=16+4 a lastre tralicciate) 275 daN/mq

Permanenti portati

Calcestruzzo magro per pendenze (sp. medio = 6 cm) 90 daN/mq



Impermeabilizzazione 30 daN/mq

*Sommano* 120 daN/mq

Variabili

Coperture accessibili per sola manutenzione (cat. H1 come da *Tab. 3.1.II NTC 14.01.2008*):

50 daN/mq

Neve (Zona II) 80 daN/mq

*Sommano* 130 daN/mq

platea locale quadri M.T.

Permanenti portati

Incidenza tramezzi (punto 3.1.3.1 – Elementi divisorii interni NTC 14.01.2008) 120 daN/mq

malta di allettamento (sp. = 2 cm) 40 daN/mq

pavimentazione 30 daN/mq

*Sommano* 190 daN/mq

Variabili

Ambienti ad uso industriale (cat. E2 come da *Tab. 3.1.II NTC 14.01.2008*), valutato:

200 daN/mq

*Sommano* 200 daN/mq

platea locale quadri B.T.

Permanenti portati

Incidenza tramezzi (punto 3.1.3.1 – Elementi divisorii interni NTC 14.01.2008) 120 daN/mq

pavimentazione flottante 100 daN/mq

*Sommano* 220 daN/mq

Variabili

Ambienti ad uso industriale (cat. E2 come da *Tab. 3.1.II NTC 14.01.2008*), valutato:

200 daN/mq

*Sommano* 200 daN/mq

platea locale quadri G.E.

Permanenti portati

Incidenza tramezzi (punto 3.1.3.1 – Elementi divisorii interni NTC 14.01.2008) 120 daN/mq

malta di allettamento (sp. = 2 cm) 40 daN/mq

pavimentazione 30 daN/mq

*Sommano* 190 daN/mq

Variabili

Ambienti ad uso industriale (cat. E2 come da *Tab. 3.1.II NTC 14.01.2008*), valutato:

2000 daN/mq



Sommano 2000 daN/mq

platea locale T.R.S.A.

Permanenti portati

Incidenza tramezzi (punto 3.1.3.1 – Elementi divisorii interni NTC 14.01.2008) 120 daN/mq

malta di allettamento (sp. = 2 cm) 40 daN/mq

pavimentazione 30 daN/mq

Sommano 190 daN/mq

Variabili

Ambienti ad uso industriale (cat. E2 come da *Tab. 3.1.II NTC 14.01.2008*), valutato:

500 daN/mq

Sommano 500 daN/mq

platea interrata (quadri)

Permanenti portati

Incidenza tramezzi (punto 3.1.3.1 – Elementi divisorii interni NTC 14.01.2008) 120 daN/mq

malta di allettamento (sp. = 2 cm) 40 daN/mq

Impermeabilizzazione 30 daN/mq

pavimentazione 30 daN/mq

Sommano 220 daN/mq

Variabili

Ambienti ad uso industriale (cat. E2 come da *Tab. 3.1.II NTC 14.01.2008*), valutato:

1000 daN/mq

Sommano 1000 daN/mq

### 12.3 FONDAZIONI APPARECCHIATURE ELETTROMECCANICHE

Per quel che riguarda il dimensionamento delle opere di fondazione relative alle opere minori, plinti rettangolari di dimensioni variabili in ragione dei carichi agenti, esso è avvenuto sulla base dei carichi presenti nella tabella successiva, dove la terza colonna evidenzia le dimensioni planimetriche del plinto come dimensionato:



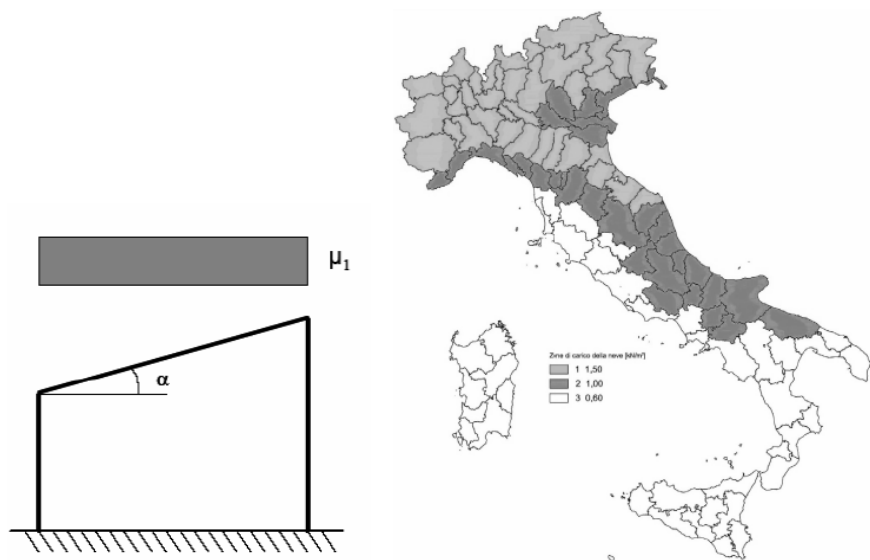


Descrizione	Dimensioni	Carico verticale (daN)	Taglio Tx (daN)	Taglio Ty (daN)	Momento Mx (daN)	Momento My (daN)	Carico dinamico (daN)	Punti applic. carico
Trasformatore di potenza	900 x 660 cm	30.000,00						4
Scaricatore di sovratensione	580 x 140 cm	400,00	120,00	150,00	320,00	350,00		3
Trasformatore induttivo	580 x 140 cm	1.000,00	300,00	250,00	800,00	950,00		3
Trasformatore di corrente	580 x 140 cm	700,00	350,00	300,00	800,00	1.400,00		3
Interruttore tripolare A.T.	600 x 240 cm	800,00	650,00	630,00	2.530,00	2.800,00	800,00	3
Trasformatore capacitivo	580 x 140 cm	1.000,00	300,00	250,00	800,00	950,00		3
Sezionatore triolare A.T.	600 x 240 cm	1.100,00	830,00	800,00	3.200,00	3.700,00		2
Terminali uscita in cavo A.T.	1750 x 120 cm	1.100,00						12
Arrivo cavi M.T.	160 x 220 cm	250,00	400,00	500,00	900,00	600,00		4

## 12.4 CARICO NEVE

Il carico dovuto alla **neve** dipende dalle condizioni climatiche locali e dal tipo di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona, ed è pari a:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$



Essendo le zone oggetto d'intervento ubicate in zona II come da *par. 3.4.2 del D.M. 17.01.2018* e poiché l'altitudine è all'incirca pari ad  $a_s < 200$  m s.l.m. (circa 38 m s.l.m.), si ricava  $q_{sk} = 100,0$  daN/mq; altresì, dato che  $\mu_i = 0,8$  (l'angolo delle falde è compreso tra 0 e 30°),  $C_E = 0,9$  per aree pianeggianti e  $C_t = 1$ , si ottiene per  $q_s$  un valore pari a:

$$q_s = 72,00 \text{ daN/mq}$$

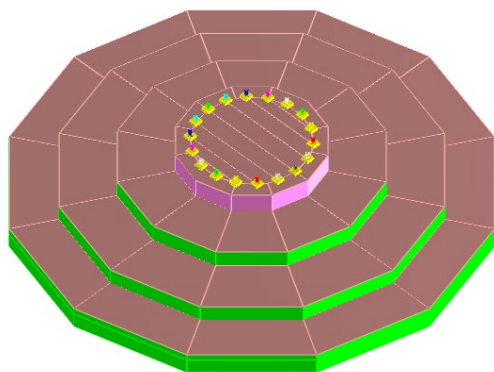
In ogni caso, cautelativamente, il carico dovuto alla neve è stato posto pari a:

$$q_s = 100 \text{ daN/mq}$$

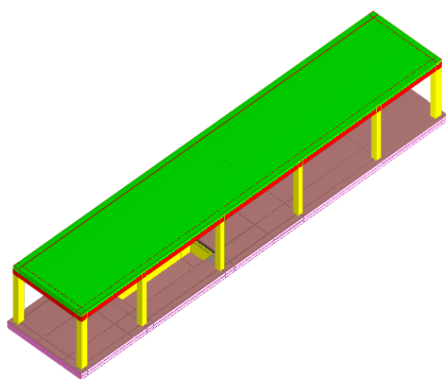


### 13 RAPPRESENTAZIONE MODELLI DI CALCOLO

Di seguito si rappresentano i modelli di calcolo strutturale relativi alle opere principali del presente intervento.



Vista assonometrica plinto di fondazione tipo



Vista assonometrica edificio comando e servizi ausiliari

## 14 RISULTATI MODELLI DI CALCOLO

Di seguito si riportano i tabulati dei risultati dei modelli di calcolo strutturale relativi alle opere principali del presente intervento.

