



REGIONE PUGLIA



PROVINCIA di FOGGIA






COMUNE di POGGIO IMPERIALE




Proponente	<p>IVPC Power 6 S.r.l. Via Circumvallazione 108 83100 Avellino Tel. 0825.693711 Fax 0825.781472 P.IVA 02509050643</p> 
------------	--

Progettazione elettrica e Coordinamento	 <p>STUDIO INGEGNERIA ELETTRICA MEZZINA dott. ing. Antonio Via T. Solis 128 71016 San Severo (FG) Tel. 0882.228072 Fax 0882.243651 e-mail: info@studiomezzina.net</p>	 	
---	---	--	---

Studio Paesaggistico e Ambientale	 <p>VEGA sas LANDSCAPE ECOLOGY & URBAN PLANNING</p> <p>Arch. Antonio Demaio Tel. 0881.756251 Fax 1784412324 E-Mail: sit.vega@gmail.com</p>	Studio Idrologico-Irraualico	<p>ARKE' Ingegneria S.r.l. Via Imperatore Traiano, 4 - 70126 BARI Tel. Fax. 080.2022423 E-Mail: l.fanelli@arkeingegneria.it</p>
-----------------------------------	--	------------------------------	---

Studio Archeologico	 <p>NOSTOI s.r.l. - Dott.ssa Maria Grazia Liseno Tel. 0972.081259 Fax 0972.83694 E-Mail: mgliseno@nostoisrl.it</p>	Studio Civilistico	 <p>Ing. Tommaso Monaco Tel. 0885.429850 Fax 0885.090485 E-Mail: ing.tommaso@studiotecnicomonaco.it</p>	
---------------------	--	--------------------	--	--

Studio Acustico	 <p>Ing. Antonio Falcone Tel. 0884.534378 Fax. 0884.534378 E-Mail: ing.falcone@alice.it</p>	Studio Geologico-geotecnico	<p>Dott. Donato Antonio Fatigato Via G. Matteotti n. 111 - 71121 Foggia tel/fax 0881 745414 / 0881 771533 e-mail: fatigatodonato@tiscali.it</p>
-----------------	---	-----------------------------	---

Consulenza Topografica	<p>Geom. Ercolino Marinucci Palermo Tel. 0874 839190/ cell. 339 1854984 E-Mail: marinucci.e@libero.it</p>	Studio Agronomico	<p>Dr. Agr. Di Mola Gianpietro Via G. Matteotti n. 111 - 71121 Foggia tel/fax 0881 756289 e-mail: gianp.dimola@libero.it</p>
------------------------	--	-------------------	--

Opera	<p>Parco Eolico composto da n.16 Aerogeneratori da 3,3 MW per una potenza complessiva di 52,8 MW nel Comune di Poggio Imperiale (FG)</p>
-------	---

Oggetto	Folder: A - PROGETTO GENERALE
	Nome Elaborato: ETK5E66_Doc_A09
	Descrizione Elaborato: Relazione di calcolo delle strutture

00	Marzo 2014	Emissione per progetto definitivo - Richiesta V.I.A.	Ing. T. Monaco	Ing. A. Mezzina	IVPC Power 6 S.r.l.
Rev.	Data	Oggetto della revisione	Elaborazione	Verifica	Approvazione

Scala: /	Codice Pratica ETK5E66
Formato: A4	

PREMESSA

Per incarico ricevuto dalla società IVPC Power 6 s.r.l. con sede legale in Avellino, via Circumvallazione – 108, il sottoscritto ing. Tommaso Monaco, con studio tecnico in Cerignola - Viale di Levante 139/D, regolarmente iscritto all'Ordine degli Ingegneri di Foggia al n. 2906, ha provveduto ad effettuare tutto ciò che prescrive la buona regola d'arte per la redazione della presente relazione tecnica finalizzata al dimensionamento preliminare delle strutture civili, facenti parte del parco eolico in oggetto;

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di una centrale elettrica da fonte eolica sita nel comune di Poggio Imperiale (FG), e di una stazione elettrica di trasformazione 150/30 kV nel comune di San Paolo Civitate (FG). E' prevista la realizzazione in totale di 16 aereogeneratori per una potenza totale installata pari a 52,8 MW .

L'area oggetto dell'intervento è molto vasta, e comprende diverse porzioni di territorio ricadenti in diversi comuni della zona, infatti tale area ricade nella Carta Topografica D'Italia (scala 1:50000) nei fogli n. 382 - 383 - 395 – 396, rispettivamente denominati Serracapriola – Sannicandro Garganico – Torremaggiore – San Severo. Le opere strutturali civili in oggetto sono costituite da strutture prefabbricate come le torri eoliche realizzate in acciaio, mentre le opere come i locali ed il basamento delle cabine elettriche, le fondazioni delle torri eoliche e le opere secondarie come i muri di recinzione della sottostazione i tombini per gli eventuali attraversamenti verranno realizzate in c.a. gettato in opera. Le caratteristiche strutturali delle torri eoliche verranno fornite dai fornitori, pertanto è possibile conoscere il tipo di acciaio le dimensioni strutturali solo durante l'elaborazione del progetto esecutivo, in questa fase è possibile solo effettuare una stima delle sollecitazioni, rispetto alle quali è possibile dimensionare gli elementi strutturali in fondazione.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione del progetto, nel calcolo strutturale, nella modalità di posa in opera si è tenuto conto della normativa di seguito riportata:

NORMATIVA NAZIONALE

Legge 05/11/1971 n.1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Legge 02/02/1974 n.64: Ministero dei lavori pubblici - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Decreto Ministeriale 16/01/1996: Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi;

Decreto Ministeriale 09/01/1996: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: Ministero dei lavori pubblici - 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Decreto Ministeriale 11/03/1988: 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;

Circolare Ministero LL.PP. 24/09/1988 n.30483: Legge 02/07/1974 – D.M. 11/03/1988 – Istruzioni per l'applicazione;

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08

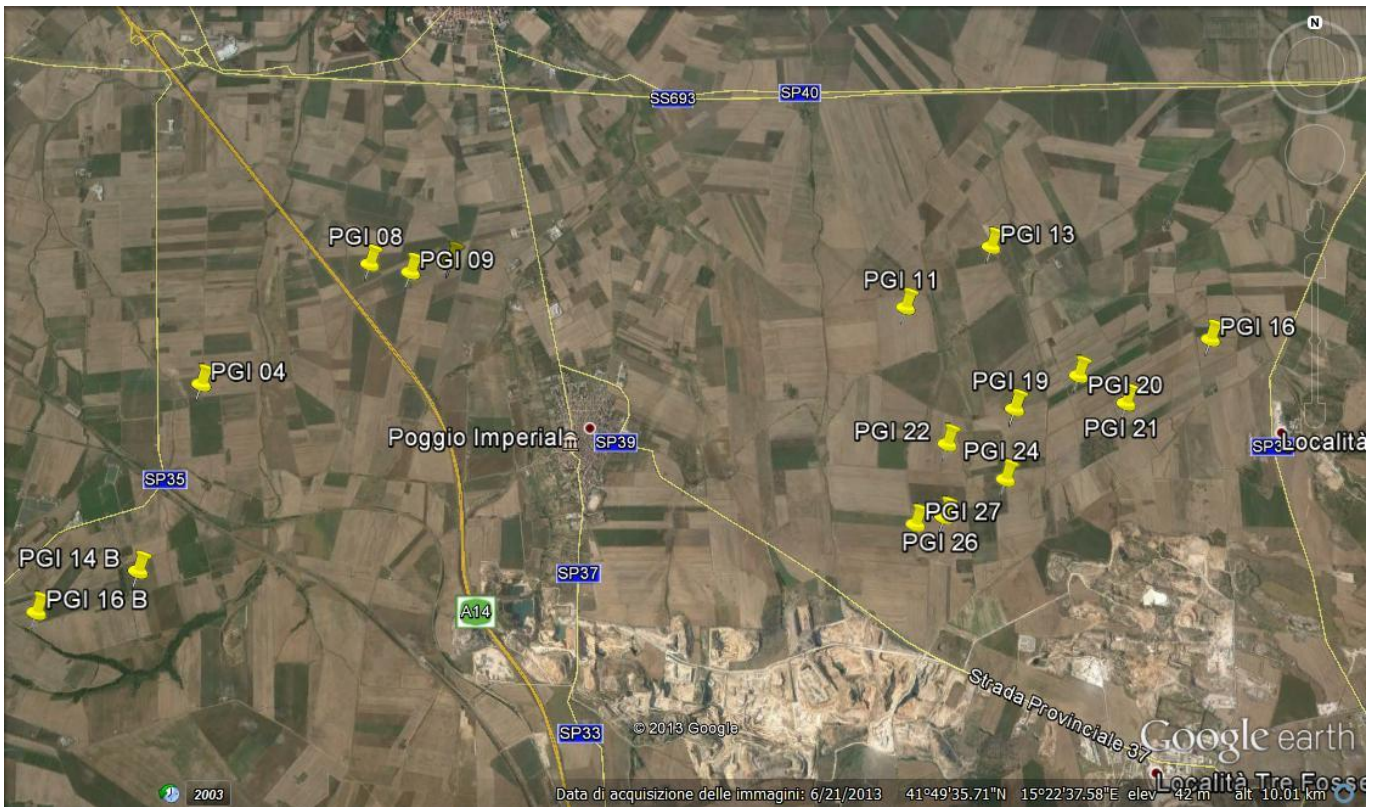
NORMATIVA INTERNAZIONALE

IEC 61400-1, 2005 - Wind turbine generator system;

COORDINATE PLANIMETRICHE AEROGENERATORI

Considerando il sistema di coordinate denominato UTM ED 50 PIANE – FUSO 33 T, gli aerogeneratori saranno installati nelle seguenti posizioni:

ID Aerog.	Fuso ED50	EST	NORD	FOGLIO	P.LLA
PGI 04	33 T	527208	4630815	6	45
PGI 08	33 T	528594	4631877	7	338
PGI 09	33 T	528952	4631804	7	565
PGI 10	33 T	529302	4631907	7	574
PGI 11	33 T	533233	4631511	19	11
PGI 13	33 T	533988	4632052	19	197
PGI 14 B	33 T	526800	4629240	8	111
PGI 16	33 T	535845	4631246	21	318
PGI 16 B	33 T	525991	4628900	8	80
PGI 19	33 T	534138	4630634	19	99
PGI 20	33 T	534694	4630923	22	114
PGI 21	33 T	535087	4630687	22	28
PGI 22	33 T	533555	4630332	23	52
PGI 24	33 T	534038	4630036	23	23
PGI 26	33 T	533427	4629680	23	122
PGI 27	33 T	533069	4629626	23	203

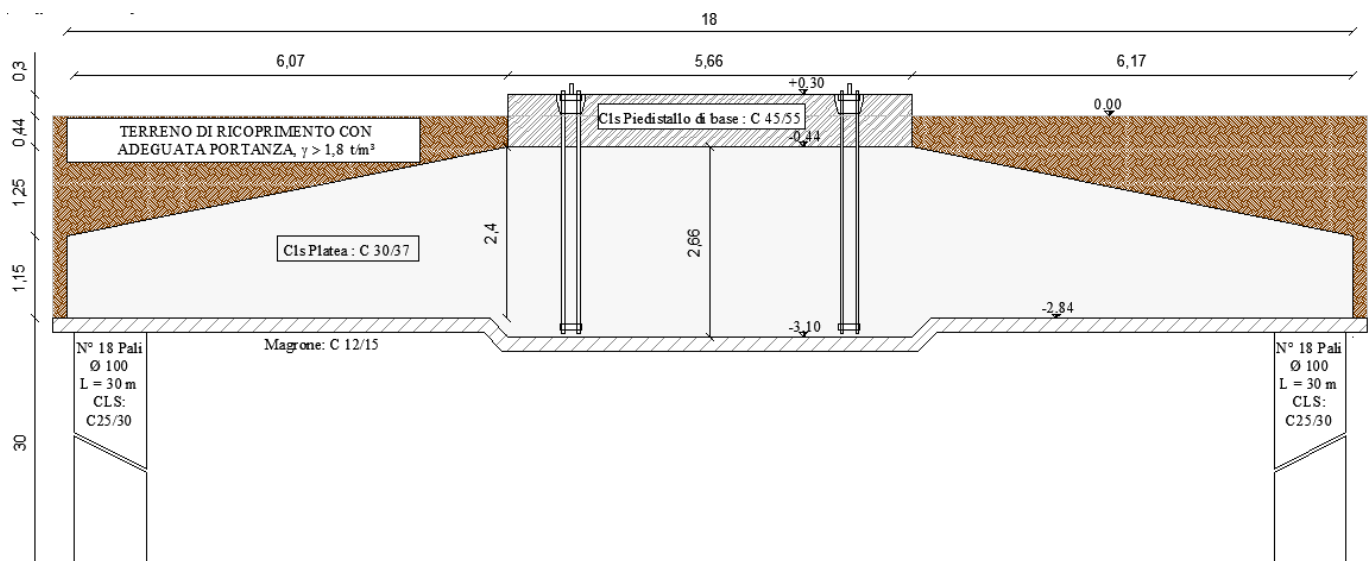
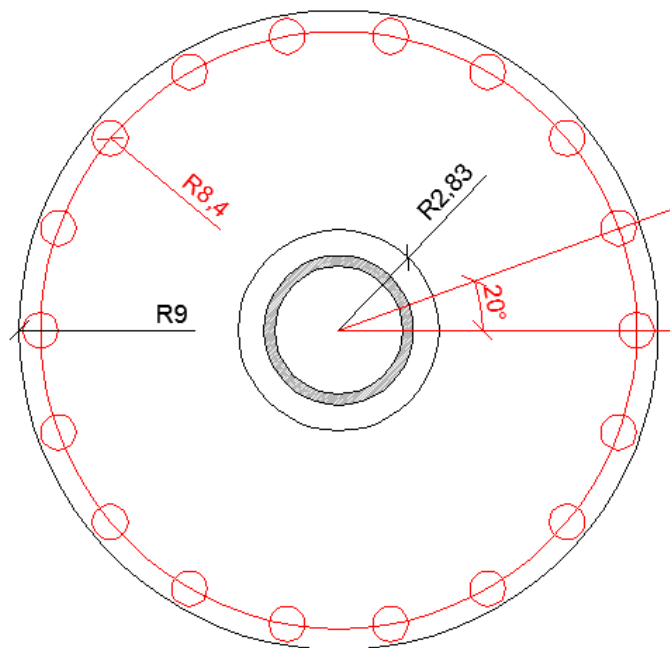


DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DELL'AEREOGENERATORE

Il plinto di fondazione per i diversi aerogeneratori è concepito come una fondazione ad anello circolare con un diametro esterno di 18,00 metri e un diametro interno di 5,655 m. In questa prima fase si prevede di utilizzare per le fondazioni indirette n° 18 pali di diametro Ø100 cm e profondità pari a 30 metri, posti su un raggio di 8,4 metri. Le congiungenti degli assi di due generici pali contigui con il centro del plinto formano un angolo di 20°.

L'altezza totale della fondazione è pari a 3,14 m. L'altezza della fondazione nella zona tronco-conica varia da 3,14 m a raggio 5,655 m fino a 1,15 m sul bordo esterno.

La parte superiore della fondazione è situata a 30 cm sopra il livello del suolo. L'area della piastra di fondazione al di là della base è coperta da materiale di recupero con massa volumica a secco di 18 kN/m². L'altezza dello strato di copertura del plinto varia da 44 centimetri fino a 169 sul bordo. La fondazione è rinforzata in direzione radiale e tangenziale con armatura metallica. Si prevede di realizzare plinti su pali, in funzione delle analisi geologiche e geotecniche espletate in fase esecutiva.



DIMENSIONI TECNICHE DELL'AEREOGENERATORE

L'aerogeneratore scelto ha le seguenti caratteristiche:

DIMENSIONI TORRE				
Porzione	L [m]	Dinf [m]	Dsup [m]	Peso [t]
I° Tronco	15,420	3,900	3,900	66
II° Tronco	17,080	3,900	3,900	48
III° Tronco	26,600	3,900	3,650	51
IV° Tronco	30,000	3,650	3,238	41
DIMENSIONI NAVICELLA				
	L1 [m]	H [m]	L2 [m]	Peso [t]
	12,7	3,2	4,2	125
DIMENSIONI HUB				
	L1 [m]	H [m]	L2 [m]	Peso [t]
	5,45	3,7	3,7	28,5
DIMENSIONI LAMA				
	L1 [m]	H [m]	L2 [m]	Peso [t]
	57,15	4	2,6	13,3
ALTEZZA AL MOZZO				
91,5 m				
POTENZA				
3,3 MW				

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DELLE STRUTTURE

I carichi che agiscono sulla torre eolica sono costituiti da :

L'analisi dei carichi è stata svolta seguendo, le indicazioni descritte al Cap. 3 del D.M. 14/01/2008 – Azioni sulle Costruzioni. Di conseguenza si sono stabiliti i carichi trasmessi alla struttura così definiti:

G1 – Pesi Propri dei materiali Strutturali

G2 – Carichi Permanenti Non Strutturali

Qk – Carichi Variabili

La struttura in oggetto è soggetta ai seguenti carichi:

Peso Proprio delle strutture di fondazione

Peso Proprio delle strutture in elevazione

Azione del Sisma

Azione del vento

AZIONE DEL SISMA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A definita), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P^{TM} , nel periodo di riferimento V_r .

In alternativa viene ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Si definisce spettro di risposta elastico: lo strumento che consente di ottenere la risposta in termini di accelerazione (velocità o spostamento) di un oscillatore semplice con smorzamento assegnato (5%) sottoposto ad un accelerogramma sismico, al variare della frequenza propria (o periodo). Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento P_{vr} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_{e^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato alla norma, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori di a_g , F_o e T_{e^*} necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

La normativa prevede la definizione di 3 distinti accelerogrammi: due orizzontali, tra loro ortogonali ed uno verticale, quest'ultimo ai fini delle verifiche è stato ritenuto trascurabile e pertanto non è presente nelle pagine a seguire.

Il § 3.2.3.2.1 del D.M. 14 Gennaio 2008 permette la definizione di uno spettro elastico, usato per la verifica allo SLD (stato limite reversibile).

Tuttavia per considerare la capacità dissipativa anelastica (sovra resistenze, incremento del periodo proprio a seguito di plasticizzazioni) della struttura allo SLV si utilizzerà uno spettro di progetto $S_d(T)$ abbattuto del fattore di struttura q .

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

La normativa, in mancanza di specifiche analisi, prevede l'utilizzo di un approccio semplificato basato sull'individuazione delle categorie di sottosuolo riportate di seguito. Per condizioni topografiche complesse è

necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $I > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ < i < 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categorie di sottosuolo	
Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
Categorie aggiuntive di sottosuolo.	
Categoria	Descrizione
SI	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

A seconda della categoria di sottosuolo e del tipo di superficie topografica si hanno delle amplificazioni derivate dalle differenze sussistenti tra suolo reale e suolo di riferimento (rigido con superficie topografica perfettamente orizzontale). Tali amplificazioni vengono riportate nelle tabelle a seguire

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

Qualunque sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

T è il periodo di vibrazione

$S_e(T)$ è l'accelerazione spettrale orizzontale

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_s S_t$$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} > 0,55$$

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_c = C_c T_c'$$

T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_b = T_c/3$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 a_g / g + 1,6$$

Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa è attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo.

L'eccentricità accidentale in ogni direzione è stata considerata pari a 0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

FATTORE DI STRUTTURA

Quando si utilizza l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, quale che sia la modellazione per esse utilizzata, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità. Tale fattore va a sostituirsi al termine η , all'interno delle formule soprastanti secondo la seguente uguaglianza:

$$\eta = 1/q$$

Il valore del fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e, prende in conto le non linearità del materiale.

Esso è calcolato tramite la seguente espressione :

$$q = q_0 K_r$$

CARATTERISTICHE	q ₀	
	CD "B"	CD "A"
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste	3,0 α_u / α_1	4,5 α_u / α_1
Strutture a pareti non accoppiate	3,0	4,0 α_u / α_1
Strutture deformabili torsionalmente	2,0	3,0
Strutture a pendolo inverso	1,5	2,0

dove:

q_0 : è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto CW di tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione

K_r è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Strutture aventi telai resistenti all'azione sismica composti, anche in una sola delle direzioni principali, con travi a spessore devono essere progettate in CD"B" a meno che tali travi non si possano considerare elementi strutturali "secondari".

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di α_u / α_1 .

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale $\alpha_u / \alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u / α_1 pari alla media tra 1,0 ed i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Le tipologie strutturali sismo-resistenti vengono elencate al § 7.4.3.1 e sono:

strutture a telaio, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;

strutture a pareti, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, singole o accoppiate, aventi resistenza a taglio alla base > 65% della resistenza a taglio totale;

strutture miste telaio-pareti, nelle quali la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai, la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai ed in parte alle pareti, singole o accoppiate; se più del 50% dell'azione orizzontale è assorbita dai telai si parla di *strutture miste equivalenti a telai*, altrimenti si parla di *strutture miste equivalenti a pareti*;

strutture deformabili torsionalmente, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$, nella quale:

r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano $L_s^2 = (L^2 + B^2) / 12$ con L e B dimensioni in pianta del piano

strutture a pendolo inverso, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione o nelle quali la dissipazione d'energia avviene alla base di un singolo elemento strutturale.

Coordinate di riferimento delle indagini sismiche

Dalla relazione geologica a firma dei Geol. Antonio Mascia ed Ettore Sorrentino, iscritti all'ordine dei geologi della regione Campania, rispettivamente al n°. 1432 -1832, si possono ricavare i dati utili alla determinazione dei parametri sismici, da utilizzare per il dimensionamento delle strutture in oggetto. Infatti dalle prove di prospezione sismica DOWN-HOLE, realizzate in corrispondenza dei sondaggi effettuati per l'esecuzione delle prove NSPT, sono stati ottenuti i seguenti risultati:

Prosp. Sismica	$V_{s\ 0-30}$	Cat. Suolo (N.T.C. 2008)	Cat. Topografica (N.T.C. 2008)	Coord. geografiche ED50
DH – S1	489	B	T1	41.768770° N 15.255182° E
DH – S2	446	B	T1	41.829745° N 15.328499° E
DH – S3	444	B	T1	41.818813° N 15.399001° E
DH – S4	456	B	T1	41.837484° N 15.433509° E

Con tali informazioni è possibile determinare le azioni indotte dal sisma, riferite al singolo sito d'interesse, tramite l'applicazione ufficiale rilasciata dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*.

Si considerino i seguenti dati per la definizione dello spettro di progetto, tali dati sono validi per tutte le diverse coordinate, a cui corrispondono i diversi punti in cui sono stati effettuati i sondaggi.

Come strategia progettuale si sono considerate tutte le strutture con un'aliquota minima di dissipazione dell'energia indotta dall'evento sismico, infatti si è considerato un fattore di struttura q , sempre pari a 1,5.

Inoltre per l'importanza strategica dell'intera opera, nonostante non ci siano delle indicazioni normative in materia, si è scelto di considerare una Vita di riferimento dell'opera pari 200 anni, assoggettando la stessa ad opere di importanza strategica per l'intero Paese, in caso di calamità naturale.

Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_r = 200$ anni

Tipologia sismo-resistente: strutture a PENDOLO INVERSO

Categoria suolo: B (*Terreni a grana fina molto consistenti*)

Categoria topografica: T1 (pianeggiante con pendii e rilievi isolati)

$q = 1,5$

Classe d'uso della costruzione: $CU = 2$

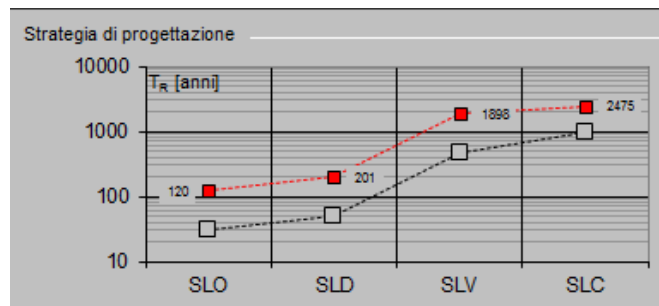
Vita Nominale opera: $V_N > 100$ anni

Classe di duttilità: CD B

Da cui si ricavano i seguenti valori:

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,057	2,466	0,280
50	0,076	2,488	0,292
72	0,091	2,494	0,297
101	0,106	2,508	0,299
140	0,122	2,503	0,315
201	0,144	2,496	0,322
475	0,207	2,455	0,334
975	0,273	2,435	0,343
2475	0,382	2,428	0,359

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^*$ in relazione a diversi Tempi di Ritorno T_R , in condizioni standard



Prospetto della strategia di progettazione scelta

DH – S1 - STAZIONE DI TRASFORMAZIONE

Coord. ED 50: Lat. 41.768770° N, Long. 15.255182° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,114	2,507	0,307
SLD	201	0,144	2,495	0,321
SLV	1898	0,347	2,429	0,354
SLC	2475	0,382	2,427	0,359

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^*$ - T_R in relazione a diversi Stati Limite

Spettro di progetto allo Stato Limite di Danno (SLD)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLD, ossia quello stato limite, che ha il 63% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,144 g
F_o	2,495
T_C	0,321 s
S_S	1,200
C_C	1,380
S_T	1,000
q	1,000

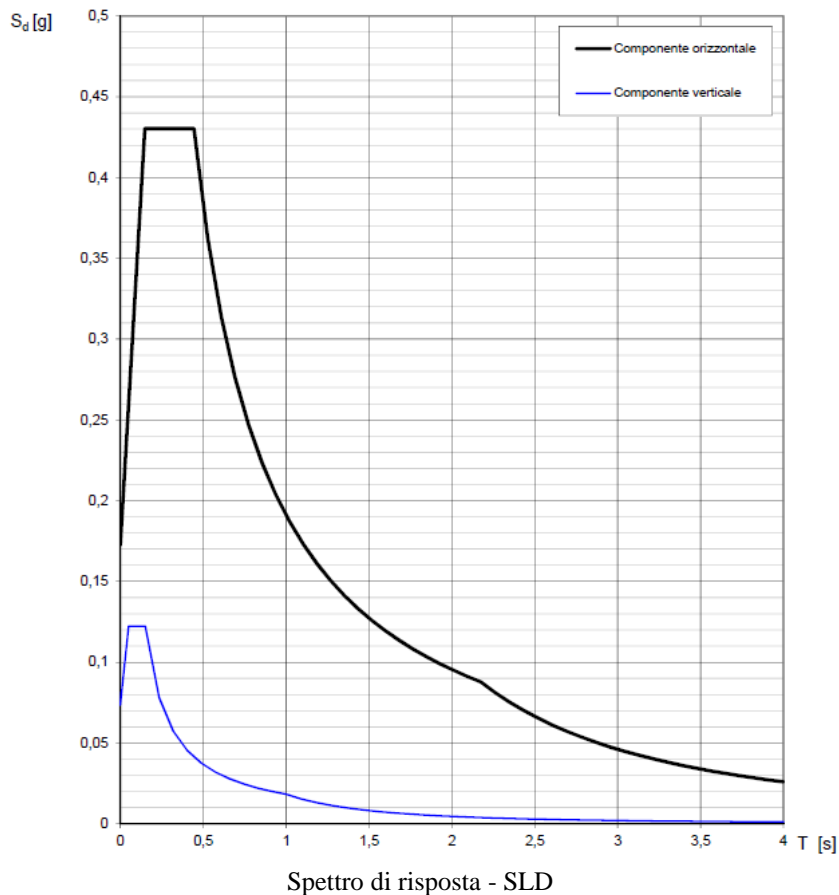
Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,148 s
T_C	0,444 s
T_D	2,175 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,172
T_B ←	0,148	0,430
T_C ←	0,444	0,430
	0,526	0,363
	0,609	0,314
	0,691	0,276
	0,773	0,247
	0,856	0,223
	0,938	0,203
	1,021	0,187
	1,103	0,173
	1,186	0,161
	1,268	0,151
	1,351	0,141
	1,433	0,133
	1,515	0,126

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



Spettro di progetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV, ossia quello stato limite, che ha il 10% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0,347 g
F_{0_s}	2,429
T_C	0,354 s
S_S	1,063
C_C	1,354
S_T	1,000
q	1,500

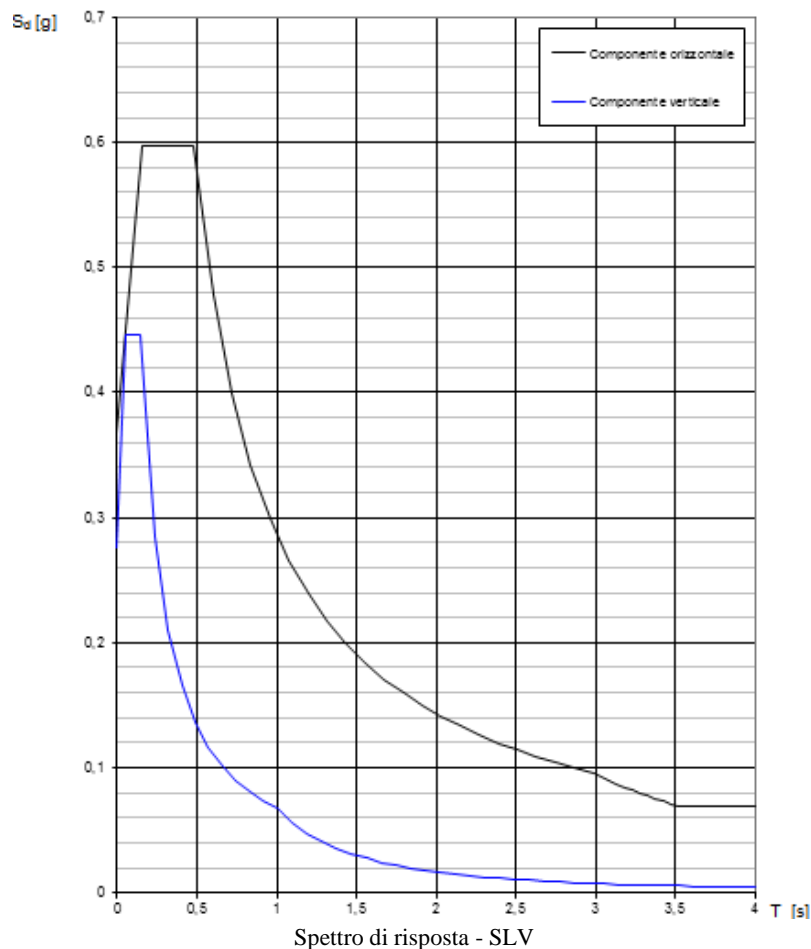
Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_e [g]
0,000	0,369
T_B ← 0,160	0,597
T_C ← 0,480	0,597
	0,599
	0,478
	0,718
	0,399
	0,838
	0,342
	0,957
	0,299
	1,077
	0,266
	1,196
	0,239
	1,316
	0,218
	1,435
	0,200
	1,554
	0,184
	1,674
	0,171
	1,793
	0,160
	1,913
	0,150

Parametri dipendenti

S	1,063
η	0,667
T_B	0,160 s
T_C	0,480 s
T_D	2,988 s

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



DH – S2 – AEREOGENERATORE PGI-04

Coord. ED 50: Lat. 41.829745° N, Long. 15.328499° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,109	2,513	0,305
SLD	201	0,138	2,495	0,320
SLV	1898	0,338	2,426	0,350
SLC	2475	0,373	2,425	0,355

Prospetto dei valori di $a_g - F_o - T_C^* - T_R$ in relazione a diversi Stati Limite

Spettro di progetto allo Stato Limite di Danno (SLD)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLD, ossia quello stato limite, che ha il 63% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,138 g
F_o	2,495
T_C^*	0,320 s
S_S	1,200
C_C	1,382
S_T	1,000
q	1,000

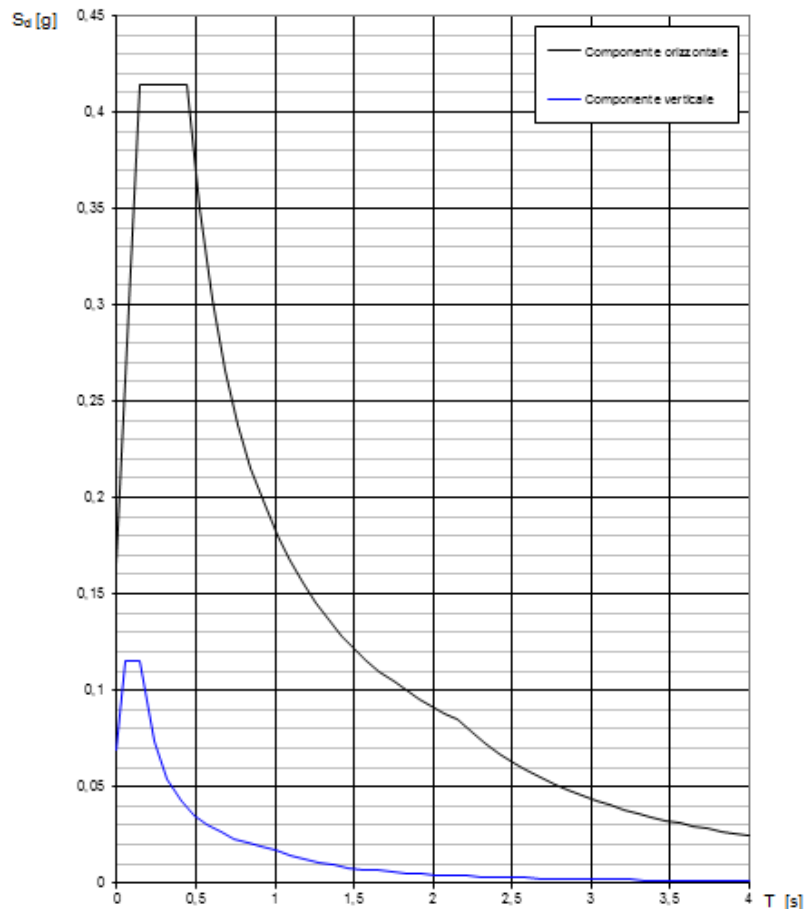
Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,147 s
T_C	0,442 s
T_D	2,153 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,166
T_B ←	0,147	0,414
T_C ←	0,442	0,414
	0,523	0,350
	0,605	0,302
	0,686	0,267
	0,768	0,238
	0,849	0,215
	0,931	0,197
	1,012	0,181
	1,094	0,167
	1,175	0,156
	1,257	0,146
	1,338	0,137
	1,420	0,129

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



Spettro di risposta – SLD

Spettro di progetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV, ossia quello stato limite, che ha il 10% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0,338 g
F_{0x}	2,426
T_C	0,350 s
S_S	1,071
C_C	1,357
S_T	1,000
q	1,500

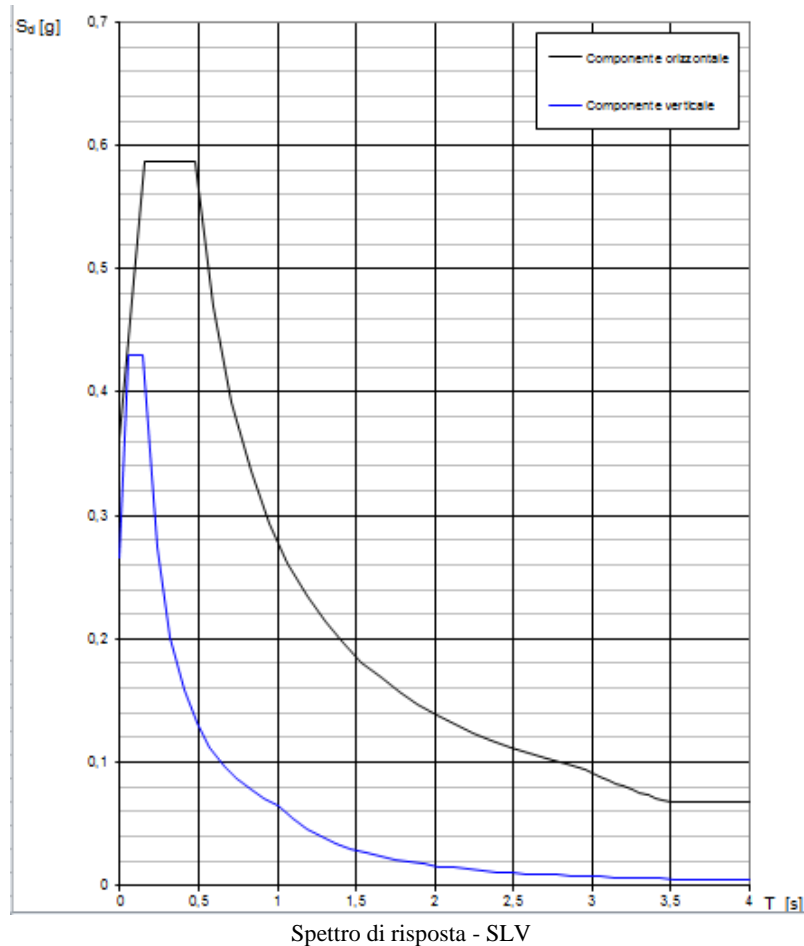
Parametri dipendenti

S	1,071
η	0,667
T_B	0,158 s
T_C	0,475 s
T_D	2,954 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,363
T_B ←	0,158	0,587
T_C ←	0,475	0,587
	0,593	0,470
	0,711	0,392
	0,829	0,336
	0,947	0,294
	1,065	0,262
	1,183	0,236
	1,302	0,214
	1,420	0,196
	1,538	0,181
	1,656	0,168
	1,774	0,157
	1,892	0,147

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



DH – S3 – AEREOGENERATORE PGI-16 B

Coord. ED 50: Lat. 41.818813° N, Long. 15.399001° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,112	2,514	0,301
SLD	201	0,142	2,492	0,319
SLV	1898	0,345	2,426	0,351
SLC	2475	0,380	2,424	0,356

Prospetto dei valori di $a_g - F_0 - T_C^* - T_r$ in relazione a diversi Stati Limite

Spettro di progetto allo Stato Limite di Danno (SLD)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLD, ossia quello stato limite, che ha il 63% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,142 g
F_{0x}	2,492
T_C	0,319 s
S_S	1,200
C_C	1,382
S_T	1,000
q	1,000

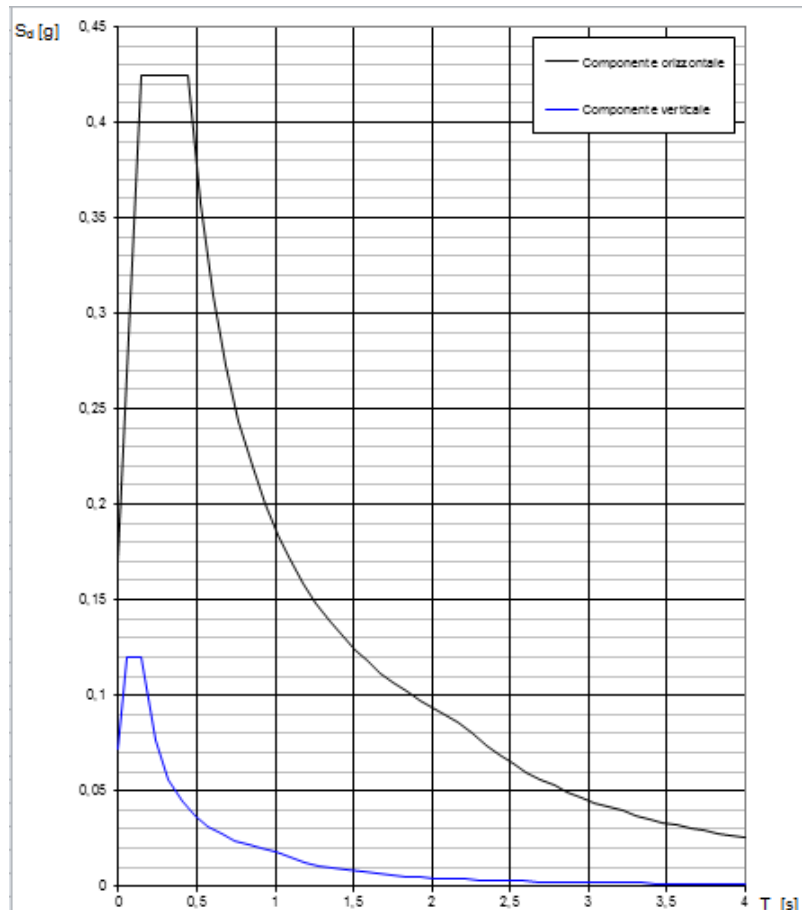
Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,170
T_B ← 0,147	0,425
T_C ← 0,441	0,425
0,523	0,358
0,606	0,309
0,688	0,272
0,770	0,243
0,852	0,220
0,935	0,200
1,017	0,184
1,099	0,170
1,181	0,159
1,263	0,148
1,346	0,139
1,428	0,131

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,147 s
T_C	0,441 s
T_D	2,168 s

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



Spettro di risposta – SLD

Spettro di progetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV, ossia quello stato limite, che ha il 10% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,345 g
F_0	2,426
T_C	0,351 s
S_S	1,065
C_C	1,356
S_T	1,000
q	1,500

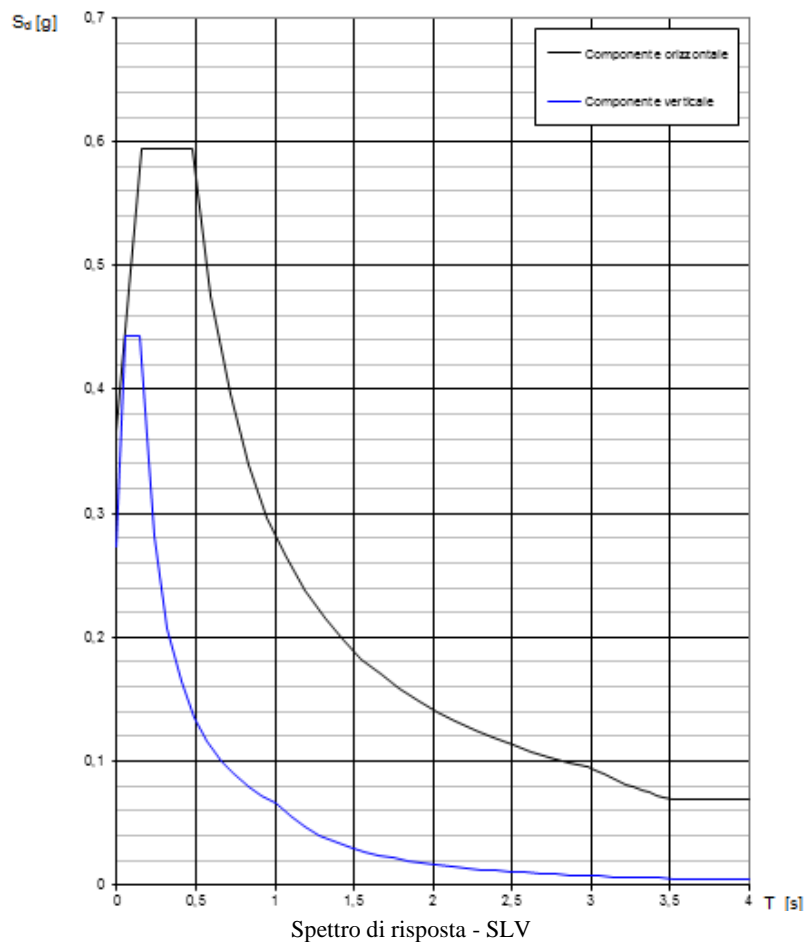
Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,368
T_B ← 0,159	0,595
T_C ← 0,476	0,595
0,596	0,476
0,715	0,396
0,834	0,340
0,953	0,297
1,073	0,264
1,192	0,238
1,311	0,216
1,430	0,198
1,550	0,183
1,669	0,170
1,788	0,158
1,907	0,149

Parametri dipendenti

S	1,065
η	0,667
T_B	0,159 s
T_C	0,476 s
T_D	2,981 s

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



DH – S4 – AEREOGENERATORE PGI-17

Coord. ED 50: Lat. 41.837484° N, Long. 15.433509° E

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,109	2,516	0,301
SLD	201	0,139	2,494	0,319
SLV	1898	0,339	2,425	0,350
SLC	2475	0,374	2,424	0,354

Prospetto dei valori di $a_g - F_0 - T_C^*$ - T_R in relazione a diversi Stati Limite

Spettro di progetto allo Stato Limite di Danno (SLD)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLD, ossia quello stato limite, che ha il 63% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0,139 g
F_0	2,494
T_C^*	0,319 s
S_S	1,200
C_C	1,383
S_T	1,000
q	1,000

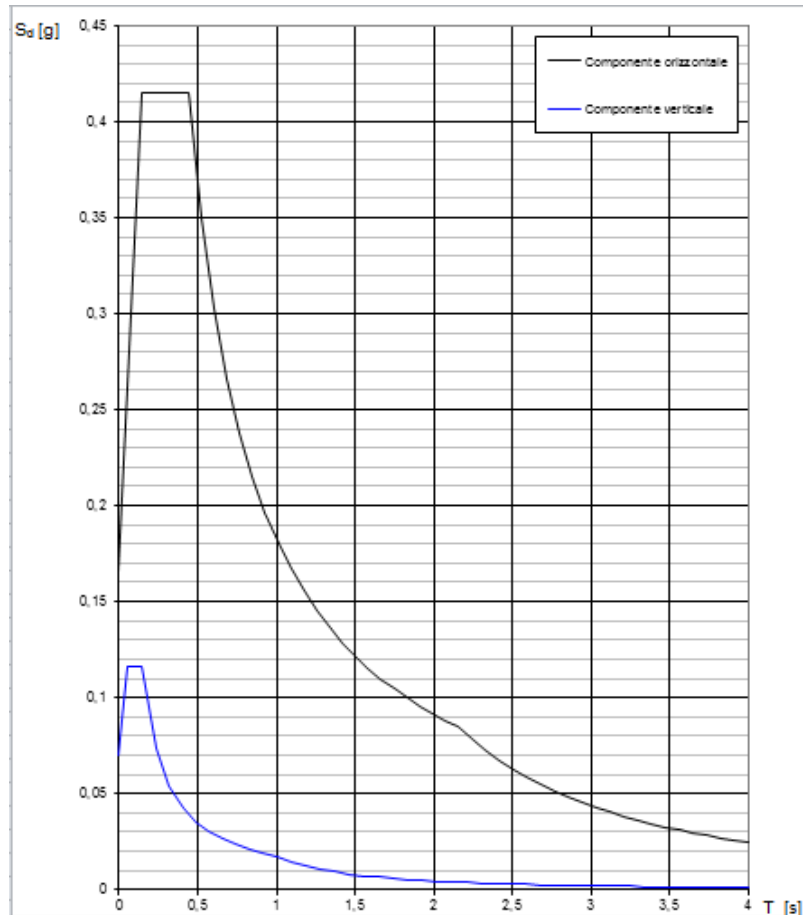
Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,147 s
T_C	0,441 s
T_D	2,154 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,166
T_B ←	0,147	0,415
T_C ←	0,441	0,415
	0,522	0,350
	0,604	0,303
	0,685	0,267
	0,767	0,238
	0,849	0,215
	0,930	0,196
	1,012	0,181
	1,093	0,167
	1,175	0,155
	1,257	0,145
	1,338	0,137
	1,420	0,129

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



Spettro di risposta – SLD

Spettro di progetto allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Di seguito si riportano i parametri e lo spettro di risposta elastico di progetto delle componenti orizzontali per lo SLV, ossia quello stato limite, che ha il 10% di probabilità di superamento, nella vita utile dell'opera.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_q	0,339 g
$F_{0,2}$	2,425
T_C^*	0,350 s
S_S	1,071
C_C	1,357
S_T	1,000
q	1,500

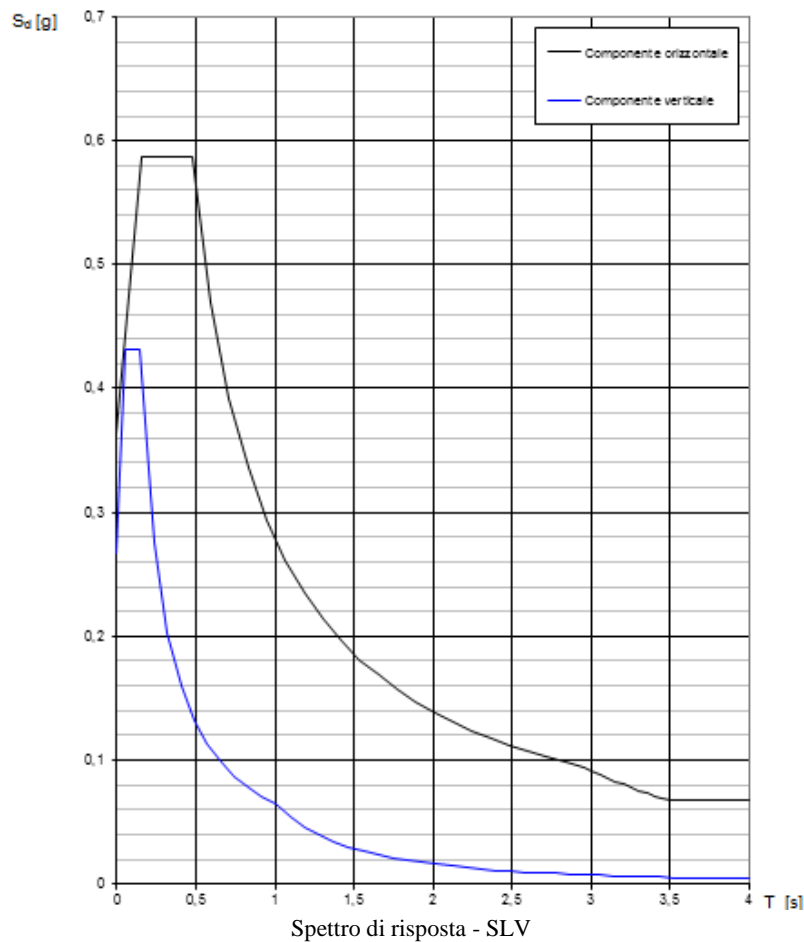
Parametri dipendenti

S	1,071
η	0,667
T_B	0,158 s
T_C	0,474 s
T_D	2,958 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,363
$T_B \leftarrow$	0,158	0,588
$T_C \leftarrow$	0,474	0,588
	0,593	0,470
	0,711	0,392
	0,829	0,336
	0,947	0,294
	1,066	0,262
	1,184	0,235
	1,302	0,214
	1,420	0,196
	1,539	0,181
	1,657	0,168
	1,775	0,157
	1,893	0,147

Prospetto dei valori dei parametri dipendenti ed indipendenti e dei punti dello spettro



Spettro di risposta - SLV

Una volta analizzate le azioni sismiche per le quattro posizioni disponibili, è possibile creare un prospetto dell'andamento delle accelerazioni spettrali a seconda delle coordinate, così da poter determinare quale spettro utilizzare, in fase di dimensionamento delle strutture, considerato che per la sottostazione abbiamo un valore univoco, rappresentato da DH-S1, mentre per gli aereogeneratori, bisognerà basarsi sulle tre prove effettuate, scegliendo in fase di dimensionamento, a favore di sicurezza, l'accelerazione spettrale massima, che sarà applicata a tutti i diversi plinti di fondazione, infatti:

Prosp. Sismica	Coord. geografiche ED50	a_g SLD	S_e [g] SLD	a_g SLV	S_e [g] SLV
DH - S1	41.768770° N 15.255182° E	0,144	0,430	0,347	0,597
DH - S2	41.829745° N 15.328499° E	0,138	0,414	0,338	0,587
DH - S3	41.818813° N 15.399001° E	0,142	0,425	0,345	0,595
DH - S4	41.837484° N 15.433509° E	0,139	0,415	0,374	0,588

Quindi in fase di dimensionamento della sottostazione e delle strutture di fondazione, si prenderanno in considerazione rispettivamente, le accelerazioni spettrali relative a DH-S1 e DH-S3

In fase di calcolo preliminare, è possibile stimare l'azione del sisma, tramite un'analisi statica equivalente, previa verifica che il primo periodo di vibrazione della struttura (T1) non superi 2.5 TC.

Nel caso in esame avremo come dati di ingresso:

- il suolo di categoria B;
 - la struttura principale di altezza H pari a 89,1 mt. ;
 - uno "spessore medio" di circa L = 3.75 mt,
- attraverso la seguente formula approssimativa:

$$T_1 = 0,085 \sqrt{\frac{H}{L}}$$

la quale restituisce un valore pari a: 0,414 s

La possibilità di effettuare una analisi statica non lineare impone che il periodo del modo di vibrare considerato (T1), sia inferiore a 2,5 Tc o comunque a Td, così come definiti in precedenza, nel nostro caso, prendendo in considerazione il sito DH-S3, avremo un Tc = 0,476, quindi è rispettata la condizione per cui è possibile effettuare un'analisi statica equivalente.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a _g	0,345 g
F _o	2,426
T _C	0,351 s
S _S	1,065
C _C	1,356
S _T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,065
η	0,667
T _B	0,159 s
T _C	0,476 s
T _D	2,981 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,368
T _B ←	0,159	0,595
T _C ←	0,476	0,595
	0,596	0,476
	0,715	0,396
	0,834	0,340
	0,953	0,297
	1,073	0,264
	1,192	0,238
	1,311	0,216
	1,430	0,198
	1,550	0,183
	1,669	0,170
	1,788	0,158
	1,907	0,149

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j W_j$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) W \cdot \lambda / g$$

Fi è la forza da applicare alla massa i-esima;

Wi e Wj sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j;

zi e zj sono le quote, rispetto al piano di fondazione, delle masse i e j;

Sd(T1) è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W è il peso complessivo della costruzione;

λ è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se T1 < 2TC, pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

Essendo $T_b < T_1 < T_c$ allora $S_d(T_1)$ è pari a :

$$S_d(T_1) = a_g S \frac{1}{q} F_0 = 0,5942 \text{ g}$$

In cui:

$$a_g = 0,345 \text{ g}$$

$$S = 1,065$$

$$F_0 = 2,426$$

$$q = 1,5$$

W è il peso complessivo dell'opera pari a $206 + 125 + 28,5 + 13,3 = 372,8 \text{ t} = 3655,92 \text{ KN}$

	ELEMENTO	PESO [KN]	QUOTA Z [m]
i	TORRE	2020,17	40,95
j	NAVICELLA + HUB + PALA	1635,75	91,5

E' possibile definire F_h , infatti:

$$F_h = S_d(T_1) W \cdot \lambda/g = 0,5942 \text{ g} \times 3655,92 \times (0,85/\text{g}) = 1846,6 \text{ KN}$$

$$\sum z_j W_j = (2020,17 \times 40,95) + (1635,75 \times 91,5) = 232397,08$$

Da queste si possono ricavare le azioni baricentriche, infatti:

$$F_i = F_1 = F_h \left(\frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j} \right) = 1846,6 \left(\frac{2020,17 \times 40,95}{232397,08} \right) = 657,32 \text{ KN}$$

$$F_j = F_2 = F_h \left(\frac{z_j W_j}{\sum z_j W_j} \right) = 1846,6 \left(\frac{1635,75 \times 91,5}{232397,08} \right) = 1189,26 \text{ KN}$$

Quindi le sollecitazioni alla base dovute all'azione sismica, valutata tramite analisi statica equivalente, saranno:

$$\underline{F_{xy}} = \underline{1846,6 \text{ KN}}$$

$$\underline{M_{x-y}} = (657,32 \times 40,95) + (1189,26 \times 91,5) = 135734,5 \underline{\text{ KN m}}$$

$$\underline{M_t} = \underline{1846,6 \text{ KNm}} \text{ (con eccentricità pari ad 1 m)}$$

AZIONE DEL VENTO

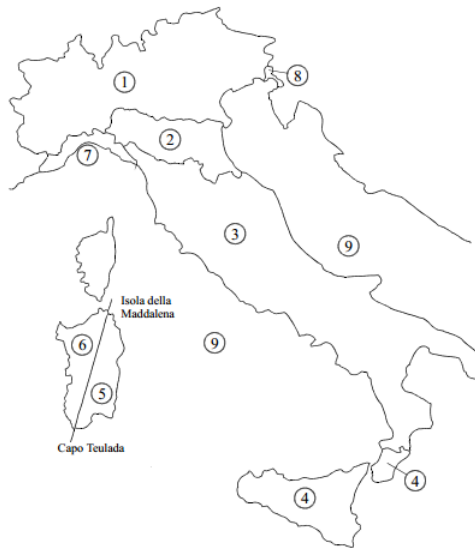
Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione; in casi particolari, come ad esempio per le torri a base quadrata o rettangolare, si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

VELOCITÀ DI RIFERIMENTO



La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella tabella seguente e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig.;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione. I valori della velocità di riferimento possono essere ricavati da dati supportati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

PRESSIONE DEL VENTO

La pressione statica p prodotta dal vento si esprime come:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

q_b pressione cinetica di riferimento,

C_e , coefficiente d'esposizione che è funzione dell'altezza del terreno, del grado di rugosità dell'ambiente

C_p , coefficiente di forma che dipende dalla forma e orientazione della superficie rispetto al vento e

C_d , coefficiente dinamico che tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

Con il valore di riferimento di velocità del vento e mediante la seguente formula, si calcola il valore di q_b , ossia la pressione cinetica di riferimento

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove:

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove k_r , z_0 , z_{\min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione; c_t è il coefficiente di topografia

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

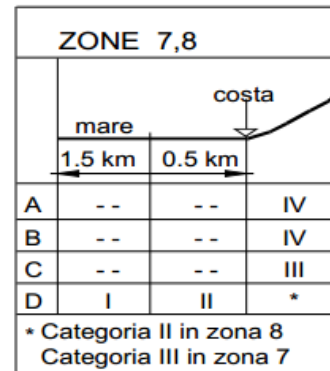
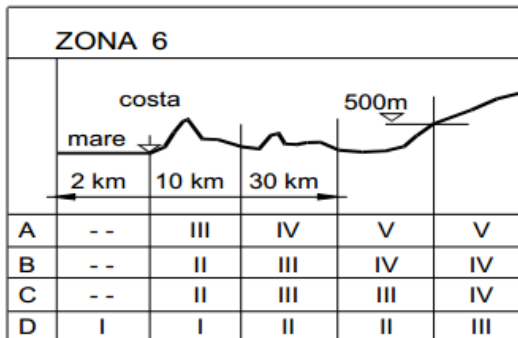
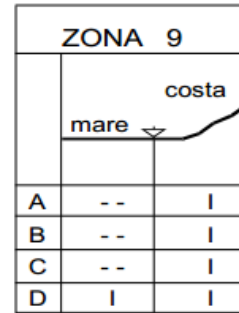
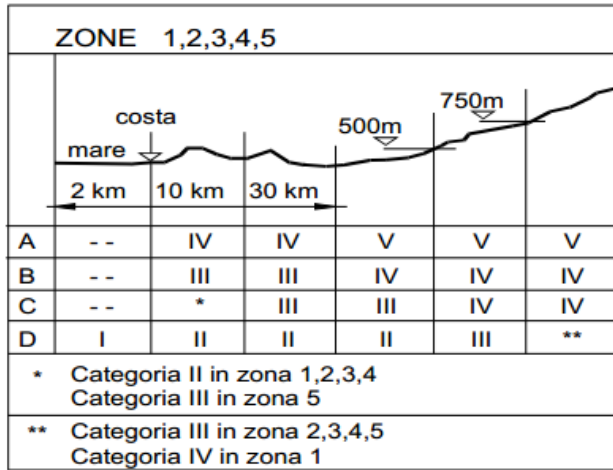
Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Quindi per stabilire la categoria di esposizione del sito, bisogna dapprima definire in che classe di rugosità del terreno ci troviamo, tramite la tabella seguente:

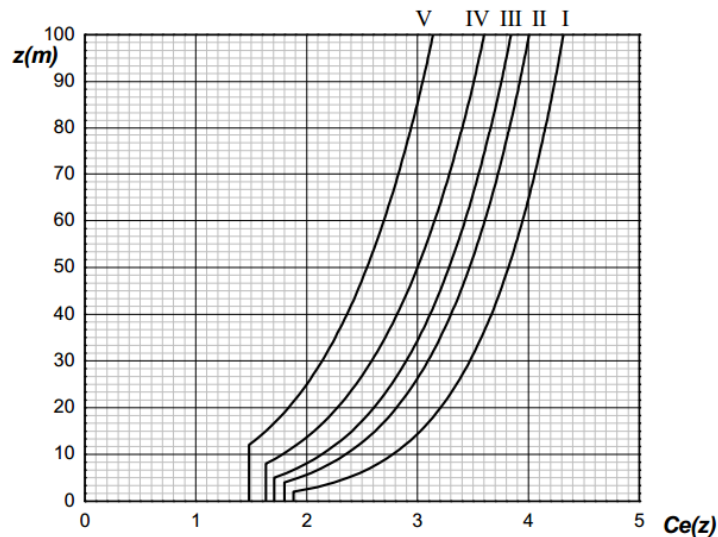
Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Poi servendoci degli schemi di seguito si riesce a stabilire la categoria di esposizione di appartenenza, infatti a seconda della zona di esposizione, così come precedentemente definita, avremo una variazione della classe di esposizione al variare della altezza sul livello medio del mare, e sulla distanza dalla costa, infatti:



Avendo tutti i parametri si può valutare il c_e in via analitica oppure tramite la seguente curva



COEFFICIENTE DINAMICO

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Per il dimensionamento della pressione esercitata dal vento la struttura è stata considerata come un corpo cilindrico così come definito al paragrafo 3.3.10.6 della Circolare 02/02/09 n°617/C.S.LL.PP. quindi come un corpo cilindrico a sezione circolare di diametro e altezza definiti.

COEFFICIENTE DI FORMA (O AERODINAMICO)

In assenza di valutazioni più precise, suffragate da opportuna documentazione o prove sperimentali in galleria del vento, per il coefficiente di forma si assumono i valori riportati ai punti seguenti, con l'avvertenza che si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

Corpi cilindrici

Per i corpi cilindrici a sezione circolare di diametro d e altezza h (ambidue espressi in metri) i coefficienti c_p sono i seguenti:

$$c_p = \begin{cases} 1,2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2,2 \\ (1,783 - 0,263d\sqrt{q}) & \text{per } 2,2 < d\sqrt{q} < 4,2 \\ 0,7 & \text{per } 4,2 \leq d\sqrt{q} \end{cases}$$

per $q = qb$ e ce (N/m^2), con qb e ce definiti precedentemente.

Per la tipologia di struttura presa in considerazione, caratterizzata dal prodotto tra il diametro e la radice quadrata della pressione q sempre maggiore di 4,2, possiamo definire il coefficiente di forma pari, in ogni caso, a 0,7. Successivamente si riportano i valori delle pressioni calcolate col la procedura sin qui richiamata, per un sito con le seguenti caratteristiche:

Regione: Puglia (Zona 3)

TR: 50 anni

Altezza S.L.M.: 130 m

Distanza dalla costa: Terra entro i 30 Km e al di sotto dei 500 m

Classe di rugosità: D

Con tali dati, considerando che le dimensioni della torre presa in considerazione sono le seguenti:

TORRE

	L [m]	Dinf [m]	Dsup [m]	Peso [t]
1° Tronco (Bottom)	15,420	3,900	3,900	66
2° Tronco (Middle1)	17,080	3,900	3,900	48
3° Tronco (Middle2)	26,600	3,900	3,650	51
4° Tronco (Top)	30,000	3,650	3,238	41

Avendo un'altezza al mozzo pari a 91, m, avremo i seguenti risultati:

AZIONI DEL VENTO NTC'08 par. 3.3

 As
 130,00

ZONA	A0	Vb0	Ka
3,00	500,00	27,00	0,02

Valori in funzione della localizzazione

Cat. Esp	Kr	Z0	Zmin
II	0,19	0,05	4,00

Valori in funzione della localizzazione

1,00

Z1	Vb1		ce(z)	qp(z)	Cp	Cd	p=qp*ce*cp*cd	
	m/s	Km/h		N/mq			KN/mq	Kg/mq
0,00	27,00	97,20	1,80	455,63	0,70	1,00	0,57	57,43
2,00								
Z2	Vb2		ce(z)	qp(z)	Cp	Cd	p=qp*ce*cp*cd	
	m/s	Km/h		N/mq			KN/mq	Kg/mq
32,50	27,00	97,20	3,15	455,63	0,70	1,00	1,01	100,50
3,00								
Z3	Vb3		ce(z)	qp(z)	Cp	Cd	p=qp*ce*cp*cd	
	m/s	Km/h		N/mq			KN/mq	Kg/mq
45,80	27,00	97,20	3,40	455,63	0,70	1,00	1,09	108,52
4,00								
Z4	Vb4		ce(z)	qp(z)	Cp	Cd	p=qp*ce*cp*cd	
	m/s	Km/h		N/mq			KN/mq	Kg/mq
59,10	27,00	97,20	3,59	455,63	0,70	1,00	1,15	114,65
5,00								
Z5	Vb5		ce(z)	qp(z)	Cp	Cd	p=qp*ce*cp*cd	
	m/s	Km/h		N/mq			KN/mq	Kg/mq
74,10	27,00	97,20	3,77	455,63	0,70	1,00	1,20	120,22
6,00								
Z6	Vb6		ce(z)	qp(z)	Cp	Cd	p=qp*ce*cp*cd	
	m/s	Km/h		N/mq			KN/mq	Kg/mq
89,10	27,00	97,20	3,91	455,63	0,70	1,00	1,25	124,84
Mozzo								
Z6	Vb6		ce(z)	qp(z)	Cp	Cd	p=qp*ce*cp*cd	
	m/s	Km/h		N/mq			KN/mq	Kg/mq
91,50	27,00	97,20	3,94	455,63	0,70	1,00	1,26	125,52



Tali azioni in termini di sovrappressioni, si tramutano ovviamente in forza e momenti applicate alla base della torre, quindi si sono ricavate tali azioni, tenendo conto dell'effettive dimensioni, di tutti i componenti, ossia: torre – lame – navicella, avendo i seguenti risultati:

CALCOLO FORZE VENTO SULLA TORRE									
z	Δz	d	Ce (z)	Cp	qb	$p = Ce \times Cp \times Cd \times qb$	P = p x d	F = P x Δz	M = F x z
m	m	m	\	\	N/mq	kg/mq	kg/m	kg	kgm
0	0	3,9	1,80	0,7	455,6	57,4	224,0	0,0	0,0
7,71	7,71	3,9	2,19	0,7	455,6	69,8	272,3	2099,8	16189,3
15,42	7,71	3,9	2,63	0,7	455,6	84,0	327,7	2526,2	38954,1
23,96	8,54	3,9	2,93	0,7	455,6	93,6	365,1	3117,6	74698,5
32,5	8,54	3,9	3,15	0,7	455,6	100,5	392,0	3347,3	108788,5
45,8	13,3	3,775	3,40	0,7	455,6	108,5	409,7	5448,5	249540,4
59,1	13,3	3,65	3,59	0,7	455,6	114,7	418,5	5565,8	328939,7
74,1	15	3,444	3,77	0,7	455,6	120,2	414,0	6210,5	460200,9
89,1	15	3,238	3,91	0,7	455,6	124,8	404,2	6063,7	540271,6
SOMMA								34379,4	1817582,9

CALCOLO FORZE VENTO SULLA LAMA 1									
z	Δz	d	Ce (z)	Cp	qb	$p = Ce \times Cp \times Cd \times qb$	P = p x d	F = P x Δz	M = F x z
m	m	m	\	\	N/mq	kg/mq	kg/m	kg	kgm
42,8	0	0	3,35	0,8	455,6	122,2	0,0	0,0	0,0
60	17,2	4	3,61	0,8	455,6	131,5	525,8	9043,9	542636,2
70	10	4	3,73	0,8	455,6	135,8	543,1	5431,2	380183,9
80	10	4	3,83	0,8	455,6	139,6	558,3	5583,2	446653,1
90	10	4	3,92	0,8	455,6	143,0	571,9	5718,8	514688,8
100	10	4	4,01	0,8	455,6	146,0	584,1	5841,3	584130,1
SOMMA								31618,4	2468292,1

CALCOLO FORZE VENTO SULLA LAMA 2 - 3

z	Δz	d	Ce (z)	Cp	qb	$p = C_e \times C_p \times C_d \times q_b$	$P = p \times d$	$F = P \times \Delta z$	$M = F \times z$
m	m	m	\	\	N/mq	kg/mq	kg/m	kg	kgm
100	0	4	4,01	0,8	455,6	146,0	584,1	0,0	0,0
120	10	4	4,15	0,8	455,6	151,4	605,6	6056,1	726732,6
130	10	4	4,22	0,8	455,6	153,8	615,2	6151,5	799696,8
SOMMA								12207,6	1526429,4

CALCOLO FORZE VENTO SULLA NAVICELLA

z	Δz	d	Ce (z)	Cp	qb	$p = C_e \times C_p \times C_d \times q_b$	$P = p \times d$	$F = P \times \Delta z$	$M = F \times z$
m	m	m	\	\	N/mq	kg/mq	kg/m	kg	kgm
91,5	0	3,2	3,94	0,8	455,6	143,4	459,0	0,0	0,0
95,2	3,7	3,2	3,97	0,8	455,6	144,6	462,7	1712,0	162987,0
SOMMA								1712,0	162987,0

Tali azioni, valutate con la normativa Nazionale, il D.M. 14 Gennaio 2008, devono essere paragonate alle azioni, agenti alla base della torre eolica, fornite dal produttore dell' aerogeneratore.

Tali azioni, sono valutate tenendo conto delle prescrizioni contenute nella normativa internazionale, IEC-61400, la quale al par. 7.4, indica le diverse condizioni di carico dovute al vento, così come da prospetto:

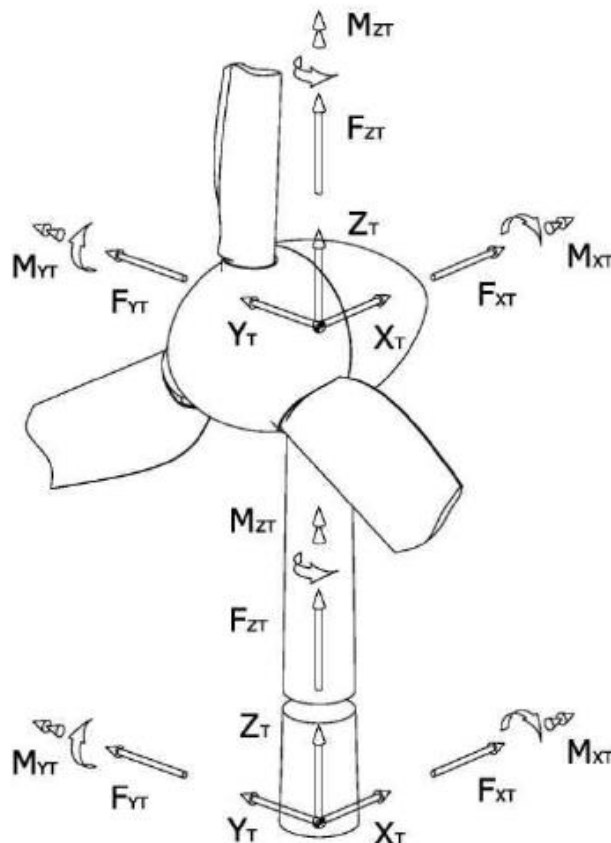
Design situation	DL C	Wind condition	Other conditions	Type of analysis	Partial safety factors
1) Power production	1.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	For extrapolation of extreme events	U	N
	1.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	1.3	ETM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		U	N
	1.4	ECD $V_{hub} = V_T - 2 \text{ m/s}, V_T, V_T + 2 \text{ m/s}$		U	N
	1.5	EWS $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		U	N
2) Power production plus occurrence of fault	2.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Control system fault or loss of electrical network	U	N
	2.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Protection system or preceding internal electrical fault	U	A
	2.3	EOG $V_{hub} = V_T \pm 2 \text{ m/s}$ and V_{out}	External or internal electrical fault including loss of electrical network	U	A
	2.4	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	Control, protection, or electrical system faults including loss of electrical network	F	*
3) Start up	3.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	3.2	EOG $V_{hub} = V_{in}, V_T \pm 2 \text{ m/s}$ and V_{out}		U	N
	3.3	EDC $V_{hub} = V_{in}, V_T \pm 2 \text{ m/s}$ and V_{out}		U	N
4) Normal shut down	4.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$		F	*
	4.2	EOG $V_{hub} = V_T \pm 2 \text{ m/s}$ and V_{out}		U	N
5) Emergency shut down	5.1	NTM $V_{hub} = V_T \pm 2 \text{ m/s}$ and V_{out}		U	N
6) Parked (standing still or idling)	6.1	EWM 50-year recurrence period		U	N
	6.2	EWM 50-year recurrence period	Loss of electrical network connection	U	A
	6.3	EWM 1-year recurrence period	Extreme yaw misalignment	U	N
	6.4	NTM $V_{hub} < 0,7 V_{ref}$		F	*
7) Parked and fault conditions	7.1	EWM 1-year recurrence period		U	A
8) Transport, assembly, maintenance and repair	8.1	NTM V_{maint} to be stated by the manufacturer		U	T
	8.2	EWM 1-year recurrence period		U	A

Le condizioni di carico fornite dal produttore fanno riferimento a condizioni in situazioni di normale attività (1.1) ed in condizioni di vento estreme (6.1 – 6.2).

Considerando le combinazioni di carico che massimizzano le azioni al piede della torre, si sono considerate valide le seguenti combinazioni di carico:

COMBINAZIONI DI CARICO								
ID COMB.	M _{Sx-y}		M _{Sz}		F _{Sx-y}		F _{Sz}	
	kNm	kgm	kNm	kgm	kN	kg	kN	kg
EXTREME LOADS (6.1 - 6.2)								
1	81860	8347264,2	-301,4	-30733,76	882,4	89978,328	-4496	-458457,1
2	16230	1654973,1	-7280	-742341,6	163,6	16682,292	-4332	-441734
3	79630	8119871,1	1426	145409,22	987	100644,39	-4388	-447444,4
4	18390	1875228,3	2253	229738,41	255,6	26063,532	-4660	-475180,2
SERVICEABILITY LOADS (1.1)								
5	46326,63	4723926,5	-2204,18	-224760,2	504,81	51475,476	-4501,58	-459026,1

Tenendo conto del sistema di riferimento mostrato di seguito:



Possiamo notare come i risultati ottenuti tramite lo sviluppo delle sollecitazioni con la Normativa Italiana (D.M. 14 gennaio 2008), sia paragonabile con le azioni fornite dal produttore, ricavate con la Normativa Internazionale (IEC – 61400), per questo, ai fini della verifica della fondazione, si riterranno valide le azioni fornite dal produttore.

PARAMETRI GEOMECCANICI DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Dai dati acquisiti dalla relazione geologica, effettuata dai dott. Antonio Mascia ed Ettore Sorrentino, si possono evincere i risultati sia delle prove di laboratorio, sia delle prove in situ effettuate, ricostruendo così la stratigrafia fondale, e di conseguenza i principali parametri meccanici. Di seguito si riporta la colonna stratigrafia, per il sondaggio S3, ossia nella posizione in cui abbiamo l'accelerazione spettrale maggiore:

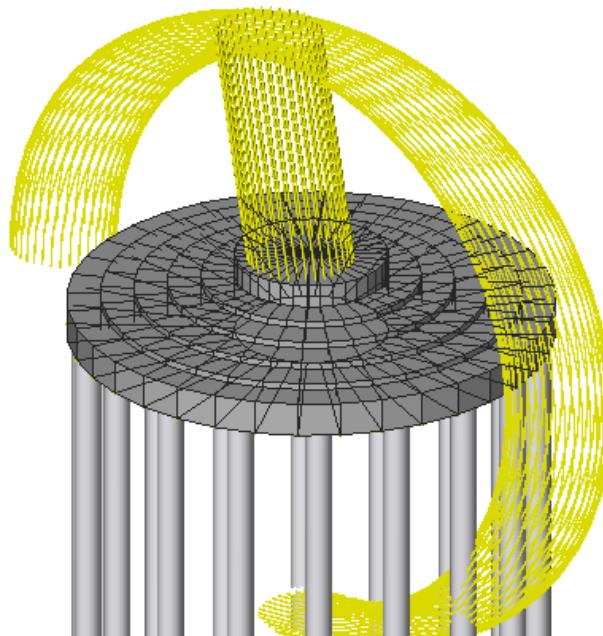
SCALA 1:150		STRATIGRAFIA - SOND 330 (S3)				Pagina 1				
#	R metri V log.	LITOLOGIA	prof. m	Spess. m	DESCRIZIONE	metri	Campioni	Standard Penetration Test		
								m	S.P.T. N	
1		[Lithology pattern]	1,3	1,3	Sabbie debolmente limose, di colore che varia dal bruno al rossastro, con rare e sporadiche inclusioni eterometriche, con dimensioni che variano da sub-centimetriche a centimetriche d'origine carbonatica.	1				
2						2				
3						Sabbie medie di colore giallastro, con rare intercalazioni decimetriche, argillo-limose, di colore grigio verde, sono altresì presenti inclusioni eterometriche d'origine carbonatica di colore biancastro. Talvolta i terreni acquiscono tonalità rossastre (3,00-3,50). I terreni sono moderatamente addensati.	3			
4							4	3,5	12-8-12	20
5							5	5,2	8-12-20	32
6				6,0	6,7		6			
7		[Lithology pattern]			Sabbie limose, di colore giallastro, con intercalazioni limose, e limo argillose di spessori centimetrici, talvolta decimetrici, con inclusioni ghiaiose costituite da clasti eterometrici d'origine carbonatico-marnosa. Con l'aumentare della profondità aumenta la frazione limosa. I terreni sono molto consistenti.	7	1) Sbe < 7,90 7,45			
8						8				
9							9	9,2	7-15-18	33
10							10			
11							11			
12							12	12,3	9-16-20	36
13		[Lithology pattern]	13,0	7,0	Argille limose di colore giallastro, con rari inclusi ghiaiosi d'origine carbonatico-marnosa. I terreni sono molto consistenti.	13				
14						14				
15						15	2) Sbe < 14,80 13,45			
16						16				
17						17				
18						18	18,0	9-15-22	37	
19		[Lithology pattern]				19				
20						20				
21						21				
22				22,0	8,0	Limo con argilla, di colore grigio-verdastro con rari inclusi d'origine marnosa. I terreni sono molto consistenti.	22	22,0	15-20-36	58
23						23				
24						24				
25		[Lithology pattern]				25	3) Sbe < 26,00 25,50			
26						26				
27						27				
28						28				

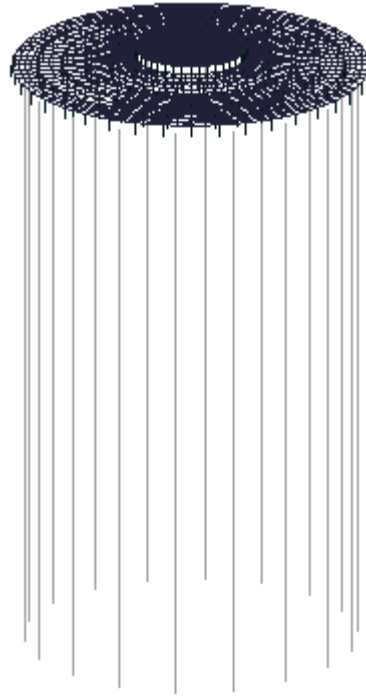
Inoltre dai dati forniti dalla relazione geologica, considerando sempre il sondaggio S3, si possono ricavare i valori dei parametri meccanici, dei terreni in questione, infatti di seguito sono riassunte le principali proprietà meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE TERRENI					
z	γ	ϕ	c'	E	Nspt
[m]	[kN/m ³]	°	[kPa]	[kPa]	[-]
6	19,24	31,5	25,8	392373	25
13	20,79	29,8	37,77	710616	33
22	20,38	23,3	29,47	1339269	37
30	20,35	25,7	27,2	1790374	57

MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

Per il progetto e la verifica del plinto di fondazione si è utilizzato un programma di calcolo agli elementi finiti, ossia, IPERSPACEMAX 6.1 rilasciato dalla SOFT.LAB. Il plinto di fondazione è stato modellato utilizzando conci disposti su cinque file e nella zona centrale c'è un unico elemento FEM, lo spessore degli anelli esterni, è pari alla media tra gli spessori riscontrati geometricamente, questo per tener conto della variazione lineare dello spessore dell'intera platea inoltre sono stati disposti 20 pali con interasse angolare pari a 20°, lunghezza pari a 30 m, e diametro pari a 100 cm, tali elementi sono definiti come elementi beam, immersi in un semi-spazio cedevole, ossia il terreno di fondazione. Sono stati applicati i carichi, così come definiti in precedenza, sotto forma di forze e momenti nodali.





L'analisi condotta è stata un'analisi di tipo statica per le azioni del vento e dei pesi propri, e lineare statica equivalente, per tener conto delle azioni del sisma, così come definite in precedenza.

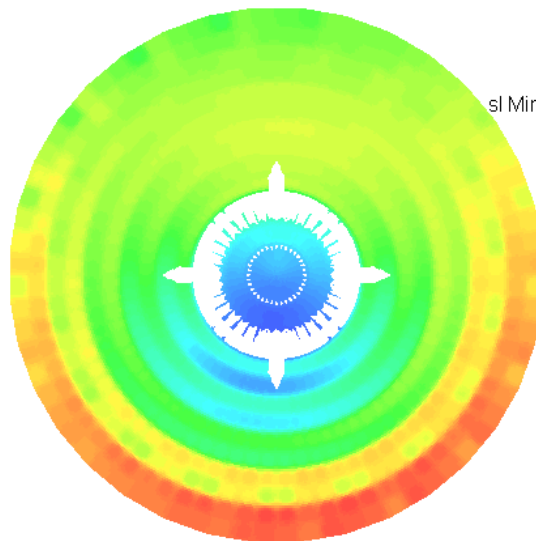
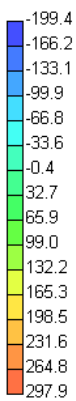
- A) (Peso proprio x 1,3)
- B) (Peso proprio x 1) + (carichi forniti da te alla CMB1 x 1)
- C) (Peso proprio x 1) + (carichi forniti da te alla CMB2 x 1)
- D) (Peso proprio x 1) + (carichi forniti da te alla CMB3 x 1)
- E) (Peso proprio x 1) + (carichi forniti da te alla CMB4 x 1)
- F) (Peso proprio x 1) + (carichi forniti da te alla CMB5 x 1)

Risultati Analisi Statica - Sollecitazioni massime per combinazione - Sigma terreno platea			
Combinazione	Muro	SigmaMax kN/m ²	SigmaMin kN/m ²
B	102	50	-9
C	100	33	9
D	102	49	-9
E	101	34	9
F	102	41	1
Assoluti			
B	102	50	
B	102		-9

Dalle analisi condotte, si sono ottenuti i seguenti risultati, in termini di sollecitazioni, sia sui pali, che sulla platea:

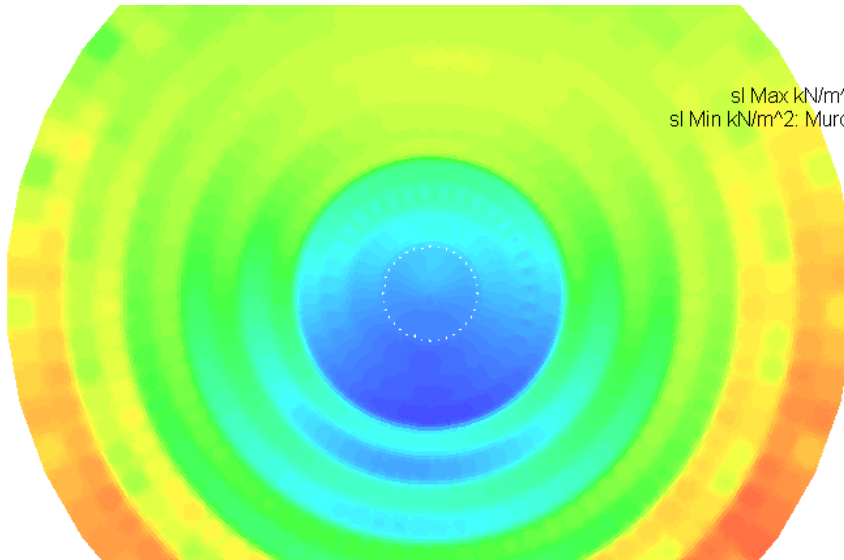
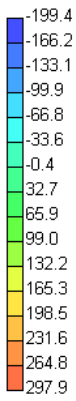


Inviluppo Momenti sui pali



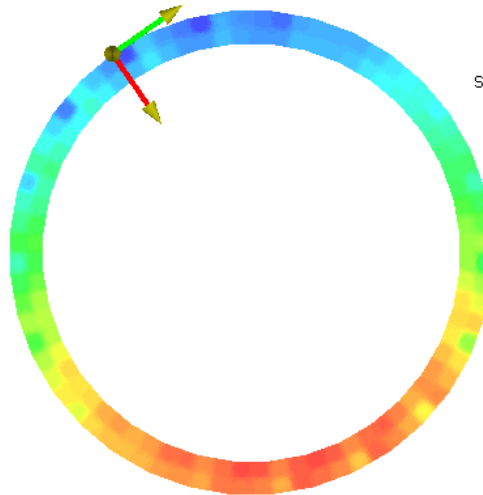
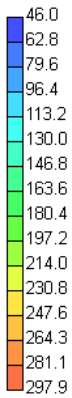
sl Max kN/m²: Muro 56[7,18,12,3](P.752)=297.9
sl Min kN/m²: Muro 196[71,75,94,136...](P177)=-199.4

Sollecitazioni sulla platea



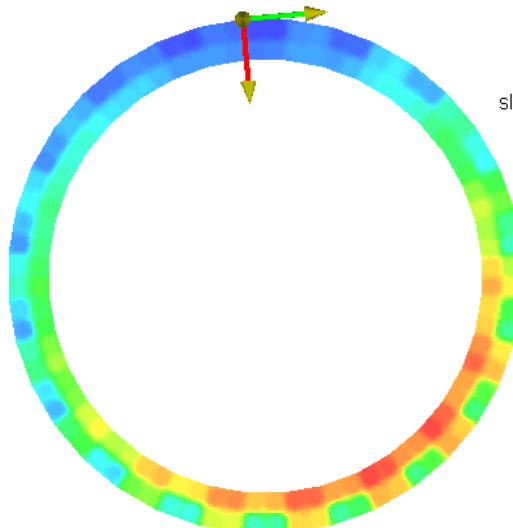
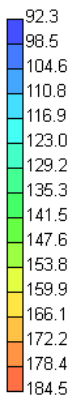
sl Max kN/m²: Muro 56[7,18,12,3](P.752)=297.9
 sl Min kN/m²: Muro 196[71,75,94,136...](P177)=-199.4

Sollecitazioni sulla platea



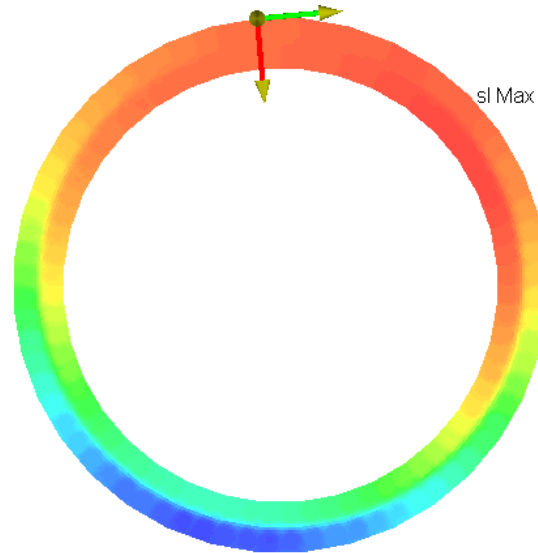
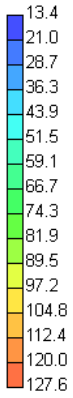
sl Max kN/m²: Muro 56[7,18,12,3](P.100)=297.9
 sl Min kN/m²: Muro 141[269,260,262,271](P29)=46.0

Sollecitazioni sulla platea – anello 1



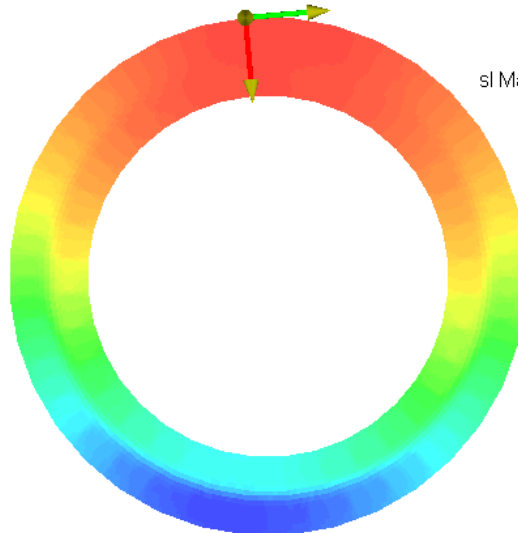
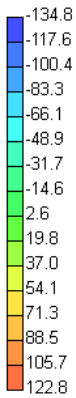
sl Max kN/m²: Muro 62[24,33,27,18](P.96)=184.5
 sl Min kN/m²: Muro 137[262,253,252,263](P34)=92.3

Sollecitazioni sulla platea – anello 2



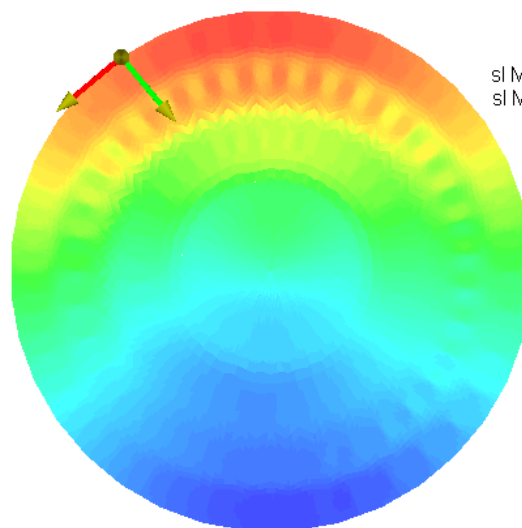
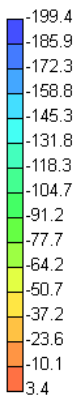
sl Max kN/m²: Muro 113[228,215,207,216](P.56)=127.6
sl Min kN/m²: Muro 38[26,39,41,28](P.113)=13.4

Sollecitazioni sulla platea – anello 3



sl Max kN/m²: Muro 135[222,200,196,220](P.37)=122.8
sl Min kN/m²: Muro 45[50,72,76,52](P.109)=-134.8

Sollecitazioni sulla platea – anello 4



sl Max kN/m²: Muro 214[201,197,178,136...](P.51)=3.4
sl Min kN/m²: Muro 196[71,75,94,136...](P.177)=-199.4

Sollecitazioni sulla platea – anello centrale

VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

PLATEA DI FONDAZIONE

MODELLO PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è 2.3 per il carico limite verticale e 1.1 per il coefficiente di sicurezza a carico orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando che la forza applicata a causa del sisma non è nè centrata nè verticale cioè comporta l'applicazione di fattori correttivi per l'inclinazione e una riduzione delle dimensioni della fondazione in funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

CARICO LIMITE

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

$$Q_{lim} = q \cdot N_q \cdot \zeta_q \cdot \xi_q \cdot \alpha_q \cdot \beta_q \cdot \psi_q + c \cdot N_c \cdot \zeta_c \cdot \xi_c \cdot \alpha_c \cdot \beta_c \cdot \psi_c + \gamma \cdot N_\gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot \zeta_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \alpha_\gamma \cdot \beta_\gamma \cdot \psi_\gamma$$

dove :

N_q, N_c, N_γ = Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita

$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$ = coefficienti correttivi di forma funzione del rapporto B/L

ξ_q, ξ_c, ξ_γ = coefficienti correttivi di inclinazione del carico dipendente da H/V

$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti sismici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidezza del terreno, in particolare detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c, dalla tensione effettiva alla profondità B/2 sotto il piano di posa, dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed I_{rcrit} l'indice di rigidezza critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L) risulta che i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $I_r \geq I_{rcrit}$, mentre sono minori dell'unità quando $I_r < I_{rcrit}$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dalla eccentricità del carico riducendo le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta, dette e_b ed e_l le eccentricità del carico nella direzione di B ed L il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si ha:

per $H_f < D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso

per $H_f > D$ ed $H_f < D+B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula:

$$\gamma = \gamma' + (\gamma - \gamma') * D/B$$

per $H_f > D+B$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

Il coefficiente N_γ non è suscettibile di una espressione in forma analitica chiusa, ed è stato calcolato per via numerica da diversi Autori. I valori del coefficiente sono riportati nella seguente tabella in funzione dell'angolo ϕ :

ϕ°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ°	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ°	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54
ϕ°	27	28	29	30	31	32	33	34	35
N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ°	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ°	45	46	47	48	49	50			
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89			

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi) \quad \zeta_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad \zeta_r = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$\xi_q = \left[1 - \frac{H \tan(\phi)}{V \tan(\phi) + BLc} \right]^m \quad \xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan(\phi)} \quad \xi_r = \left[1 - \frac{H \tan(\phi)}{V \tan(\phi) + BLc} \right]^{m+1}$$

$$\psi_q = \exp \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\phi) + \frac{3.07 \sin(\phi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan(\phi)} \text{ se } \phi \neq 0; \quad \psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \text{ se } \phi = 0$$

$$\psi_r = \psi_q$$

$$\alpha_q = \alpha_r = (1 - \varepsilon \tan(\phi))^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\beta_q = (1 - \tan(\phi))^2 \cos(\omega)$$

$$\beta_c = \beta_r - \frac{q - \beta_r}{N_c \tan(\phi)} \quad \beta_c = \beta_r - \frac{q - \beta_r}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\varepsilon < \pi/4; \quad \omega < \pi/4; \quad \omega < \phi$$

$$zq = zc = 1$$

$$zg = (1 - kh / \tan(\phi))^{0.45}$$

$$kh = \beta \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot (\text{vedi } NT - 7.11.3)$$

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

B	Base
L	Lunghezza
eb	Eccentricità secondo B
el	Eccentricità secondo L
D	Profondità del piano di posa

ε	Inclinazione del piano di posa
ω	Inclinazione del piano campagna
ϕ	Angolo di attrito del terreno di fondazione
c	Coesione del terreno di fondazione
G	Modulo tangenziale del terreno di fondazione
γ_1	Peso specifico terreno superiore
γ	Peso specifico terreno di fondazione
γ_{1Sat}	Peso specifico terreno saturo superiore
γ_{Sat}	Peso specifico terreno saturo di fondazione
H_f	Profondità della falda
W_0	Peso specifico acqua
F_v	Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
F_h	Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione

MODELLO TERRENO PER IL CALCOLO DEI CEDIMENTI PER TERRENO INCOERENTE:

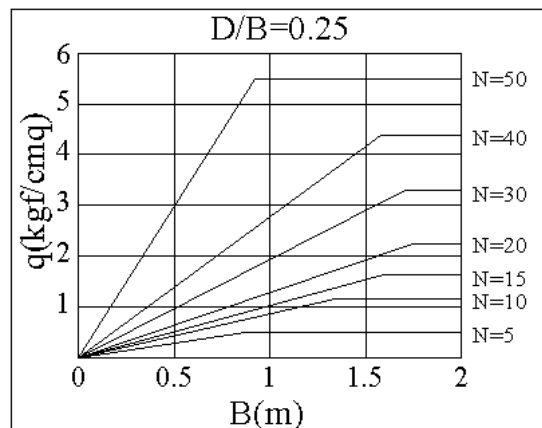
Il terreno è modellato come sequenza di strati di tipo incoerente (terreni ad elevata permeabilità). Per i terreni incoerenti non è possibile prelevare campioni intatti; per la valutazione dei parametri meccanici occorre riferirsi a prove in sito quali CPT ed SPT e quindi far uso di correlazioni empiriche per la loro valutazione. Per tali terreni, quindi, i metodi per la valutazione dei cedimenti sono empirici o semi empirici.

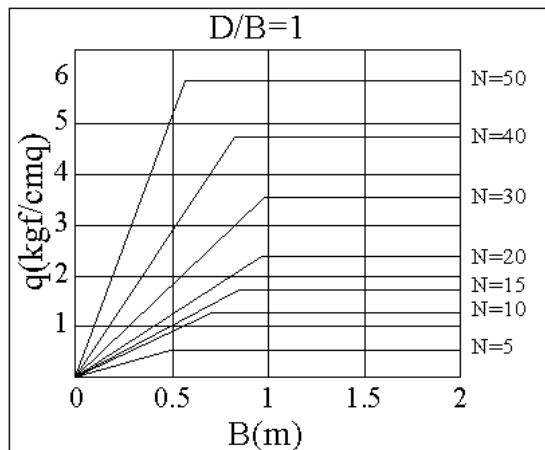
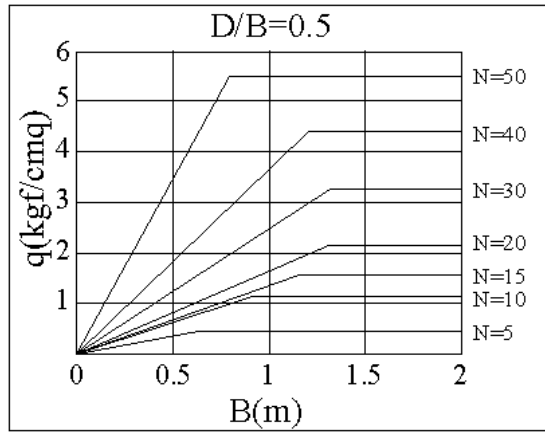
Simbologia terreno incoerente:

Metodo di Terzaghi - Peck – Thornburn

H	Spessore dello strato
D_f	Profondità della fondazione rispetto allo scavo del cassone della struttura
γ	Peso specifico del terreno dello strato
γ_{Sat}	Peso specifico del terreno saturo dello strato
N_{SPT}	Numero di colpi Standard Penetration Test

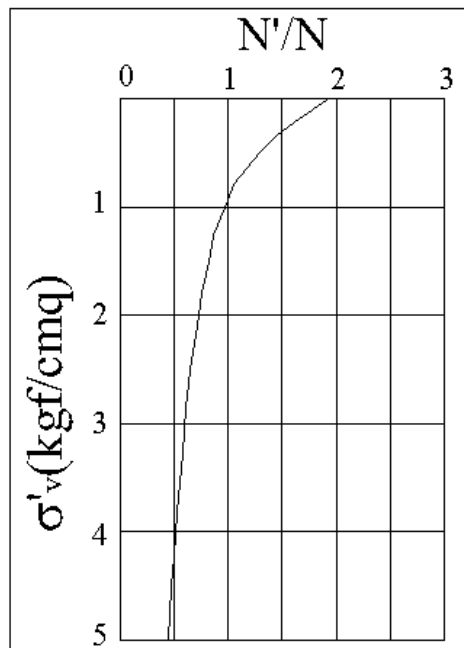
Il cedimento viene calcolato con il metodo di Terzaghi-Peck Thornburn, in base a prove SPT. Gli A.A. propongono un abaco in funzione di B , base della fondazione ed N , numero di colpi, e D , profondità del piano di posa in cui forniscono il carico q che provoca un cedimento di 2.5 cm, assumendo che tale valore fosse un cedimento accettabile. Il metodo nasce come metodo di verifica, in seguito il metodo è stato usato per il calcolo dei cedimenti istituendo una proporzionalità diretta tra q e w secondo la relazione $w(\text{cm})=2.5 * q/q_{\text{abaco}}$.





Il valore di N da introdurre è quello compreso tra le profondità D e $D+B$ esso va corretto in presenza di sabbie fini e/o limose sotto falda per tener conto del fitto aumento di resistenza per l'insorgere di sovrappressioni neutre che si hanno durante l'infissione dello strumento di prova.

La correzione da apportare si rileva dal seguente grafico in funzione della tensione effettiva media nello strato di competenza



Il valore del carico che si legge sull'abaco va corretto in base alla profondità della falda e della profondità del piano di posa secondo la relazione: $C_w = 0.5 + 0.5 * H_f / (D+B)$ con $C_w \leq 1$.

RISULTATI DELLA VERIFICA:

Elm.	Cmb	V [kg]	Vd [kg]	CsV	H [kg]	Hd [kg]	CsH	Qa [kg/cmq]	qe [kg/cmq]	w [mm]
105	2	571535	36129193	>100	0	318397	>100	17.24	0.18	2
	3	564794	61030968	>100	0	314642	>100	20.28	0.17	2
	4	567155	36685353	>100	0	315957	>100	17.33	0.18	2
	5	578095	60311880	>100	0	322052	>100	20.21	0.18	2
	6	571711	49366663	>100	0	318495	>100	19.05	0.18	2
	Minimi coeff. sic.									
105	2			>100						
105	2						>100			

W max=2, W min=2

Verifica a scorrimento globale delle fondazione:

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento $R = Area \cdot c + N \cdot \tan(\phi)$

CS = R/Hd

CSd = Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=253.4249 m²**

Comb.	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
2	571535	0	350237	--	1.10	Si
3	564794	0	346106	--	1.10	Si
4	567155	0	347553	--	1.10	Si
5	578095	0	354257	--	1.10	Si
6	571711	0	350345	--	1.10	Si

PALI DI FONDAZIONE

CRITERI DI VERIFICA

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità espone al p.to 6.4.3 NTC 2008.

MODELLO DI CALCOLO DEL PALO

CARICO LIMITE VERTICALE

La valutazione del carico limite verticale del palo è effettuato attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S:

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \int_0^L s(z) dz$$

dove con 'p' si indica la resistenza unitaria alla punta, con 's' la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con 'd' il diametro e con 'L' la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente mono tonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S. Nel calcolo di 'p' ed 's' si prescinde dall' interazione dei due fenomeni di rottura.

RESISTENZA ALLA PUNTA

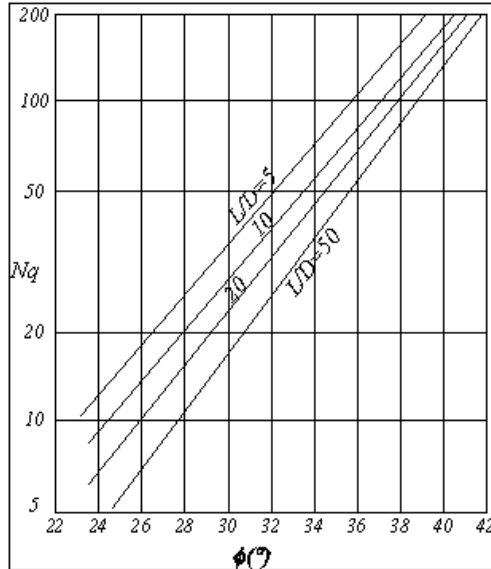
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c c$$

dove σ_{vl} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L , e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo. Per N_c vale la formula di trasformazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cot(\phi)$$

Il valore di N_q è dato dall' abaco di Berentzantzev:



Esso è valido per pali di piccolo diametro.

RESISTENZA LATERALE

Detta $\sigma_h = k\sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = a + k\mu\sigma'_{vz}$$

nella quale 'a' è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, 'k' un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione effettiva litostatica alla profondità z .

Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell' interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\phi)$, I valori di 'k' adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	Sciolto	denso	
Prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Gettato in opera	1	3	$\tan(\phi)$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi)$
Trivellato - pressato con elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi)$

Per il termine coesivo si assume:

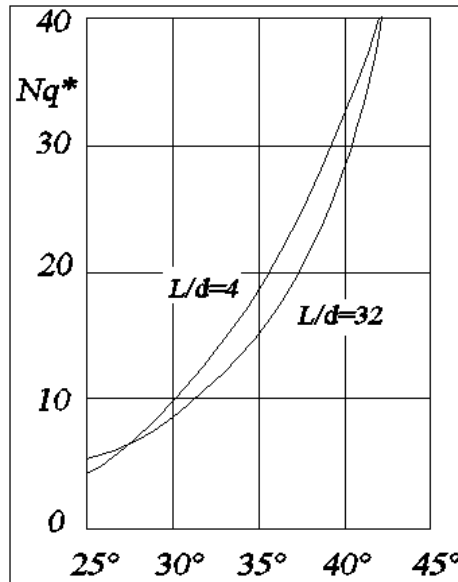
$$s = \alpha c$$

con α dato da:

Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di α
Battuto	$c \leq 25$	1,0
	$25 < c < 70$	$1 - 0,011(c - 25)$
	$c > 70$	0,5
Trivellato	$C \leq 25$	0,7
	$25 < c < 70$	$0,7 - 0,008(c - 25)$
	$c > 70$	0,35

CARICO LIMITE DI PALI TRIVELLATI DI GRANDE DIAMETRO

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto delle norme AGI. Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti dell'ordine di 1-2 cm ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro pari a circa il 10% di questo per pali battuti ed al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite calcolato come somma di $P + S$ sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura, pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di p è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vl} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo ϕ da introdurre nei calcoli sarà $\phi = \phi' - 3^\circ$, dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno indisturbato.

CARICHI ORIZZONTALI

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms, essa assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, inoltre il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione ma dipenda solo dalla dimensione trasversale 'd' (diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si destano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto non è superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di ' Palo Corto ' ; se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica ed il comportamento del palo è quello di ' Palo Lungo ' ; per i pali impediti di ruotare in testa può accadere che si formi una sola cerniera plastica in testa ed il palo ha comportamento di ' Palo Intermedio', ovvero si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto, in questo caso il palo ha il comportamento di ' Palo lungo ' .

La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

$$p = 9cd + 3k_p \gamma z d$$

il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1,5d ed L; il secondo variabile linearmente è esteso tra 0 ed L. Il valore di k_p (coefficiente di spinta passiva) è dato dalla relazione $k_p = \tan(45 + \phi/2)$. In condizioni non drenate si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$, quando si individua che $\phi = 0$ si trascura automaticamente il secondo termine (esso potrebbe essere trascurato imponendo $\gamma = 0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale), per terreni incoerenti si porrà $c = 0$.

Simbologia

D	Diametro del palo
e	Lunghezza fuori terra del palo
L	Lunghezza interrata del palo
Hf	profondità della falda
Mu	Momento ultimo della sezione del palo
V	Azione verticale in testa al palo
H	Azione orizzontale in testa al palo/spessore strato
γ_b	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza alla punta
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in compressione
γ_{st}	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in trazione
γ_T	Coefficiente di sicurezza per carico limite orizzontale
ξ_3, ξ_4	Coefficiente di correlazione in funzione del numero di verticali indagate
effV, effH	Efficienza di gruppo per carico limite verticale e orizzontale
ϕ	Angolo di attrito interno terreno
c	Coesione
γ	Peso specifico terreno
γ_{sat}	Peso specifico terreno saturo
P	Resistenza alla punta
S	Resistenza laterale
Nd	Carico limite verticale di progetto
Hl	Carico limite orizzontale del palo
Hd	Carico orizzontale di progetto del palo
Z0	Profondità del punto di rotazione (M=0 Teoria di Broms) del palo (solo per pali corti liberi e intermedi vincolati)
Zmax	Profondità in cui si verifica il momento massimo (Teoria di Broms)
Mmax	Momento corrispondente a Zmax (Teoria di Broms)

Dati generali

Falda **Assente**

Stratigrafia:

H [m]	ϕ [°]	c [kg/cmq]	γ [t/mc]	Addens.	Descrizione
-------	------------	------------	-----------------	---------	-------------

H [m]	ϕ [°]	c [kg/cm ²]	γ [t/mc]	Addens.	Descrizione
6.00	31.50	0.26	1.92	No	Strato 1
7.00	29.80	0.38	2.08	No	Strato 2
9.00	23.30	0.29	2.04	Si	Strato 2
8.00	25.70	0.27	2.04	Si	Strato 2

Di seguito, si riporta la verifica geotecnica relativa al palo più sollecitato ossia il palo n°6

Palo 6 (Nodo 253)

Testa **Libera**

Palo di **Grande** diametro (D=1.00 [m] > Dg=0.60 [m])

Tipologia palo **Trivellato**

Affondamento testa = 0.00 [m]

Coefficiente di sicurezza parziali per carico verticale:

punta $\gamma_b = 1.35$

laterale in compr. $\gamma_s = 1.15$

laterale in traz. $\gamma_t = 1.25$

Coefficiente di sicurezza parziale per carico orizzontale $\gamma_T = 1.30$

Coefficiente di correlazione $\xi_3 = 1.60$

Efficienza del gruppo per carico verticale $eff_V = 1.00$

Efficienza del gruppo per carico orizzontale $eff_H = 1.00$

D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	P [kg]	S [kg]	Nq	Nc
1.00	0.00	30.00	100017	376162	663303	7.21893	14.8668

Contributi alla resistenza laterale degli strati

N°	Zi [m]	Zf [m]	S [kg]
1	0.00	6.00	47926
2	6.00	13.00	143477
3	13.00	22.00	196882
4	22.00	30.00	275018

Combinazione 1

Meccanismo di rottura : Lungo

Z max = 2.23 [m]

M max = 100018 [kg*m]

Peso palo = 58905 [kg]

N = 113862 [kg]

H = 2364 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * eff_v / \xi_3 = (376162/1.35 + 663303/1.15) * 1.00 / 1.60 = 534640$ [kg] >= N

VERIFICATO

$H_d = (H / (\xi_3 * \gamma_T)) * eff_h = 2364 / (1.60 * 1.30) * 1.00 = 113862$ [kg] >= H

VERIFICATO

Combinazione 2

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 2.06 [m]

Mmax = 77077 [kg*m]

Peso palo = 58905 [kg]

N = 31320 [kg]

H = 5128 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * eff_v / \xi_3 = (376162/1.35 + 663303/1.15) * 1.00 / 1.60 = 534640$ [kg] >= N

VERIFICATO

$H_d = (H / (\xi_3 * \gamma_T)) * eff_h = 5128 / (1.60 * 1.30) * 1.00 = 25096$ [kg] >= H

VERIFICATO

Combinazione 4

Meccanismo di rottura : Lungo

Zmax = 2.07 [m]

Mmax = 77631 [kg*m]

Peso palo = 58905 [kg]

N = 33217 [kg]

H = 5706 [kg]

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * eff_v / \xi_3 = (376162/1.35 + 663303/1.15) * 1.00 / 1.60 = 534640$ [kg] >= N

VERIFICATO

$H_d = (H / (\xi_3 * \gamma_T)) * eff_h = 5706 / (1.60 * 1.30) * 1.00 = 25225$ [kg] >= H

VERIFICATO

MATERIALI IN OPERA

CALCESTRUZZO IN OPERA

Il calcestruzzo utilizzato in opera sarà di diversa fattura a seconda dei casi di utilizzo dello stesso, infatti verrà utilizzato cls ordinario di classe C25/30 per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio degli aereogeneratori, nonché di tutte le strutture facenti parte la sotto - stazione . Mentre per la piastra di base, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un cls di classe C30/37.

Il calcestruzzo ordinario utilizzato in opera sarà di tipo normale avente massa volumica, dopo essiccazione a 105 °C, compresa fra 2000 e 2600 kg/mc.

Dovrà essere garantita, unitamente alla resistenza, la durabilità delle strutture in conglomerato cementizio. Pertanto, nel caso di calcestruzzi a "prestazione garantita" (UNI EN 206-1), dovranno essere rispettate anche le prescrizioni relative alla composizione ed alle caratteristiche del conglomerato fresco ed indurito, nonché quant'altro esplicitamente o implicitamente contenuto nella documentazione tecnica di progetto.

Per i soli calcestruzzi di sottofondazione (indicati anche come "magroni"), è possibile produrre miscele a dosaggio con $R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$.

I materiali impiegati per il confezionamento del calcestruzzo sono: aggregato di inerti (sabbia e ghiaia o pietrisco), pasta di cemento (cemento e acqua) ed eventuali additivi.

Tali materiali dovranno rispettare quanto indicato nelle normative di riferimento sopra elencate.

- **Aggregati di inerti** - Si utilizzeranno aggregati di massa volumica normale compresa fra 2000 e 3000 kg/mc. Gli inerti in genere dovranno corrispondere ai requisiti prescritti dalla normativa vigente e dalle UNI EN 12620. Dovrà essere attentamente analizzata la possibilità di insorgenza di reazioni tipo "ASR" (alcali silice), prendendo tutti i provvedimenti e le precauzioni indicate nella UNI EN 206-1, nella UNI 8520/22:2002 e nella UNI 8981-8:1999.
- **Cementi** - I cementi devono rispettare le norme, le indicazioni, le caratteristiche e le prescrizioni contenute nella UNI EN 197/01 e nelle normative Legge 26/05/1965 n. 595 e DM 03/06/1968 "Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalità di prova dei cementi".
- **Acqua** - L'acqua di impasto dovrà ottemperare alle prescrizioni della UNI EN 1008:2003 o presentare, in alternativa, un tenore di sali disciolti minore dello 0.2% in peso. Per le acque non provenienti dai normali impianti di distribuzione di acqua potabile, si dovrà stabilirne l'idoneità mediante gli esami necessari per rilevare la presenza di sostanze con influenza negativa sui fenomeni di presa e indurimento del calcestruzzo, nonché sulla durabilità. L'acqua dovrà essere comunque limpida, incolore, inodore e sotto agitazione non dovrà dare luogo a formazione di schiume persistenti.
- **Additivi** - Gli additivi dovranno corrispondere alle prescrizioni delle UNI 7110:1972, UNI EN 934-2:2002, UNI 10765:1999, UNI EN 480-8:1998, UNI EN 480-10:1998. Gli additivi eventualmente utilizzati dovranno migliorare e potenziare le caratteristiche finali dei manufatti ed essere impiegati secondo le precise prescrizioni del produttore che dimostrerà, con prove di un Laboratorio Ufficiale da sottoporre al giudizio del Direttore dei Lavori, di rispondere ai requisiti richiesti ed alle disposizioni vigenti.
- **Calcestruzzo** - Il calcestruzzo potrà essere confezionato con processo industrializzato in uno stabilimento esterno o in cantiere secondo quanto indicato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008 al paragrafo 11.2 e nelle Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004;

Calcestruzzo Ordinario C 45/55

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C45/55
- Rck ≥ 55 MPa
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S5
- diametro massimo aggregato 10/25 mm
- copri ferro C = 50 mm

Caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo Classe NTC 2008 (EC2 - UNI EN 206-1:2006) C45/55

CARATTERISTICHE MATERIALI DA COSTRUZIONE									
DATI GENERALI DI PROGETTO					GRANDEZZE CARATTERISTICHE				
CLASSE CLS	C45/55			MPa	Resistenza trazione caratteristica CLS	f_{ctk}	2,66	MPa	
ACCIAIO	B450			C	Resistenza compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	45	MPa	
CLASSE ESPOSIZIONE	XC2				Resistenza compressione cubica caratteristica	Rck	55	MPa	
COEFFICIENTI DI SICUREZZA					Tensione caratteristica di rottura ACCIAIO	f_{yt}	540,00	MPa	
Coefficiente tempo	α_{cc}	0,85			Tensione caratteristica di snervamento ACCIAIO	f_{yk}	450,00	MPa	
Coefficiente sicurezza	γ_c	1,5			Tensione caratteristica aderenza CLS-ACCIAIO	f_{bk}	5,98	MPa	
Coefficiente Poisson	ν	0,2			CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO				
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15			Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0,35	%	
Coefficiente barre	η	1			Snervamento (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,20	%	
LUNGHEZZA ANCORAGGIO FERRI					Snervamento (lineare-costante)	ϵ_{c3}	0,18	%	
Lmin. Ancoraggio ferri	l_d	24,547228		Φ	Snervamento (stress block)	ϵ_{c4}	0,07	%	
COPRIFERRI					Deformazione ultima a trazione	ϵ_{ctu}	0,00	%	
Aggressività ambiente	ordinario				Modulo elastico medio a compressione	E_{cm}	36283	MPa	
Classe min. CLS	C_{MIN}	25	30	MPa	Modulo elastico a trazione	E_{ct}	36283	MPa	
Classe riferimento CLS	C_o	35	45	MPa	Resistenza compressione cilindrica media	f_{cm}	53,00	MPa	
Tolleranze posa ferri	10			mm	Resistenza compressione	f_{cd}	25,50	MPa	
Copri ferro per piastre	d_p'	25		mm	Resistenza compressione solette (s < 50 mm)		20,40	MPa	
Copri ferro	d'	30		mm	Resistenza trazione media	f_{ctm}	3,80	MPa	
CARATTERISTICHE ACCIAIO					Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	4,55	MPa	
Snervamento	ϵ_{yd}	0,19		%	Resistenza a trazione	f_{ctd}	1,77	MPa	
Modulo elastico	E_s	210000		MPa					
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30		MPa					
Tensione aderenza	f_{bd}	3,99		MPa					

Calcestruzzo Ordinario C 30/37

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C30/37
- Rck ≥ 37 MPa
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S5
- diametro massimo aggregato 10/25 mm
- copri ferro C = 50 mm

Caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo Classe NTC 2008 (EC2 - UNI EN 206-1:2006) C30/37

CARATTERISTICHE MATERIALI DA COSTRUZIONE									
DATI GENERALI DI PROGETTO					GRANDEZZE CARATTERISTICHE				
CLASSE CLS	C30/37			MPa	Resistenza trazione caratteristica CLS	f _{ctk}	2,03	MPa	
ACCIAIO	B450			C	Resistenza compressione cilindrica caratteristica	f _{ck}	30	MPa	
CLASSE ESPOSIZIONE	XC2				Resistenza compressione cubica caratteristica	R _{ck}	37	MPa	
COEFFICIENTI DI SICUREZZA					Tensione caratteristica di rottura ACCIAIO	f _{yt}	540,00	MPa	
Coefficiente tempo	α_{cc}	0,85			Tensione caratteristica di snervamento ACCIAIO	f _{yk}	450,00	MPa	
Coefficiente sicurezza	γ_c	1,5			Tensione caratteristica aderenza CLS-ACCIAIO	f _{bk}	4,56	MPa	
Coefficiente Poisson	ν	0,2			CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO				
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15			Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0,35	%	
Coefficiente barre	η	1			Snervamento (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,20	%	
LUNGHEZZA ANCORAGGIO FERRI					Snervamento (lineare-costante)	ϵ_{c3}	0,18	%	
Lmin. Ancoraggio ferri	l _d	32,165968		Φ	Snervamento (stress block)	ϵ_{c4}	0,07	%	
COPRIFERRI					Deformazione ultima a trazione	ϵ_{ctu}	0,00	%	
Aggressività ambiente	ordinario				Modulo elastico medio a compressione	E _{cm}	32837	MPa	
Classe min. CLS	C _{MIN}	25	30	MPa	Modulo elastico a trazione	E _{ct}	32837	MPa	
Classe riferimento CLS	C ₀	35	45	MPa	Resistenza compressione cilindrica media	f _{cm}	38,00	MPa	
Tolleranze posa ferri	10			mm	Resistenza compressione	f _{cd}	17,00	MPa	
Copri ferro per piastre	d _p '	30		mm	Resistenza compressione solette (s < 50 mm)		13,60	MPa	
Copri ferro	d'	35		mm	Resistenza trazione media	f _{ctm}	2,90	MPa	
CARATTERISTICHE ACCIAIO					Resistenza media a trazione per flessione	f _{cfm}	3,48	MPa	
Snervamento	ϵ_{yd}	0,19		%	Resistenza a trazione	f _{ctd}	1,35	MPa	
Modulo elastico	E _s	210000		MPa					
Resistenza di calcolo	f _{yd}	391,30		MPa					
Tensione aderenza	f _{bd}	3,04		MPa					

Calcestruzzo Ordinario C 25/30

Si indicano le seguenti caratteristiche del calcestruzzo in funzione delle caratteristiche statiche e di esposizione ambientale richieste:

- classe di resistenza C25/30
- Rck ≥ 30 MPa
- classe di esposizione XC2
- rapporto a/c max 0,60
- dosaggio minimo cemento 300 Kg/mc
- classe di consistenza S4
- diametro massimo aggregato 25 mm
- copri ferro C = 50 mm

Caratteristiche meccaniche di progetto del calcestruzzo Classe NTC 2008 (EC2 - UNI EN 206-1:2006) C25/30

CARATTERISTICHE MATERIALI DA COSTRUZIONE										
DATI GENERALI DI PROGETTO					GRANDEZZE CARATTERISTICHE					
CLASSE CLS	C25/30			MPa	Resistenza trazione caratteristica CLS	f_{ctk}	1,80	MPa		
ACCIAIO	B450			C	Resistenza compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	25	MPa		
CLASSE ESPOSIZIONE	XC2				Resistenza compressione cubica caratteristica	Rck	30	MPa		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA					Tensione caratteristica di rottura ACCIAIO	f_{yt}	540,00	MPa		
Coefficiente tempo	α_{cc}	0,85			Tensione caratteristica di snervamento ACCIAIO	f_{yk}	450,00	MPa		
Coefficiente sicurezza	γ_c	1,5			Tensione caratteristica aderenza CLS-ACCIAIO	f_{bk}	4,04	MPa		
Coefficiente Poisson	ν	0,2			CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO					
Coefficiente sicurezza	γ_s	1,15			Deformazione ultima	ϵ_{cu}	0,35	%		
Coefficiente barre	η	1			Snervamento (parabola-rettangolo)	ϵ_{c2}	0,20	%		
LUNGHEZZA ANCORAGGIO FERRI					Snervamento (lineare-costante)	ϵ_{c3}	0,18	%		
Lmin. Ancoraggio ferri	l_d	36,323202		Φ	Snervamento (stress block)	ϵ_{c4}	0,07	%		
COPRIFERRI					Deformazione ultima a trazione	ϵ_{ctu}	0,00	%		
Aggressività ambiente	ordinario				Modulo elastico medio a compressione	E_{cm}	31476	MPa		
Classe min. CLS	C_{MIN}	25	30	MPa	Modulo elastico a trazione	E_{ct}	31476	MPa		
Classe riferimento CLS	C_0	35	45	MPa	Resistenza compressione cilindrica media	f_{cm}	33,00	MPa		
Tolleranze posa ferri	10			mm	Resistenza compressione	f_{cd}	14,17	MPa		
Copri ferro per piastre	$d_{p'}$	30		mm	Resistenza compressione solette (s < 50 mm)		11,33	MPa		
Copri ferro	d'	35		mm	Resistenza trazione media	f_{ctm}	2,56	MPa		
CARATTERISTICHE ACCIAIO					Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3,08	MPa		
Snervamento	ϵ_{yd}	0,19		%	Resistenza a trazione	f_{ctd}	1,20	MPa		
Modulo elastico	E_s	210000		MPa						
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391,30		MPa						
Tensione aderenza	f_{bd}	2,69		MPa						

PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

Secondo quanto indicato dalle attuali norme "Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare." (D.M. 14/01/2008, cap. 11.2.4. e 11.2.5).

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A di cui al § 11.2.5.1
- controllo di tipo B di cui al § 11.2.5.2

Nelle strutture in oggetto si prevedono quantitativi di miscela omogenea non superiori ai 1500 mc, pertanto si prescrive il **controllo di tipo A**:

"Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi (ossia due provini), ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero." (NTC 2008 § 11.2.5.1)

CONTROLLO DI TIPO A

- $R_1 \geq R_{ck}-3,5$;
- $R_m \geq R_{ck}+3,5$;
- n° prelievi = 3 (2 provini a prelievo)

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc. La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo e sulla identificazione dei provini facendo riferimento ai relativi verbali di prelievo.

ACCIAIO D'ARMATURA IN OPERA

L'acciaio da utilizzare deve provenire da uno stabilimento qualificato e deve essere controllato in stabilimento secondo le procedure descritte dalle norme tecniche (NTC 2008 paragrafo 11.3). Deve quindi essere sempre marchiato ed accompagnato dalla relativa documentazione, in particolare:

dichiarazione di conformità CE o attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale riportanti un timbro in originale e almeno la data di spedizione ed il destinatario;

documento di trasporto che indichi lo stabilimento di provenienza, le dimensioni, il tipo, la quantità ed il destinatario.

Nel caso di acciaio lavorato in centri di trasformazione questi ultimi sono tenuti ad effettuare i controlli previsti nelle Norme Tecniche e ad accompagnare la fornitura in cantiere con:

- documento di trasporto con dichiarazione degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;

- dall'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal direttore tecnico del centro di trasformazione, con indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.
- Resistenza caratteristica di rottura: $f_{tk} > 540,0 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450,0 \text{ MPa}$
- Coefficiente di sicurezza dell'acciaio $Y_s = 1,15$
- Tensione di calcolo a snervamento $f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità di progetto $E_s = 206000 \text{ MPa}$
- Deformazione a snervamento dell'acciaio $f_{yd} = 0,0019$

Classe NTC 2008 B450C barre di armatura

- Rapporti di sovrarresistenza $1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$ $(f_y/f_{ynom})_k < 1.25$
- Allungamento $(A_{gt})_k > 7.5 \%$
- Saldabilità e tenore di Carbonio secondo quanto indicato nelle NTC 2008

PROVE DI ACCETTAZIONE IN CANTIERE

Nel caso degli acciai da calcestruzzo armato i controlli di accettazione in cantiere devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

Nel caso del progetto in esame si prevede l'uso dei seguenti diametri delle barre di armatura:

8 - 12 - 16 - mm

valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

CARATTERISTICA	VALORE LIMITE	NOTE
f_y minimo	425 MPa	(450-25) MPa
f_y massimo	572 MPa	[450 x (1,25+0,02)] MPa
Agt minimo	> 6%	per acciai B450C
Agt minimo	> 2%	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1,13 < f_t/f_y < 1,37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$f_t/f_y > 1,03$	per acciai B450A
Piegamento / raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

Cerignola, 27/03/2014

dott. ing. Tommaso Monaco

