

**Comuni di : SAN GIORGIO LA MOLARA, MOLINARA,
SAN MARCO DEI CAVOTI, BASELICE E FOIANO DI VAL FORTORE**

Provincia di : BENEVENTO

Regione : CAMPANIA

PROPONENTE

IVPC



IVPC S.r.l.
Sede legale : 80121 Napoli (NA) - Vico Santa Maria a Cappella Vecchia 11
Sede Operativa : 83100 Avellino - Via Circumvallazione 108
Indirizzo email ivpc@pec.ivpc.com

I.V.P.C. S.r.l.
Vico Santa Maria a Cappella Vecchia, 11
80121 Napoli

PIVA: 01895480646

Grifone



OPERA

**PROGETTO PER IL RIFACIMENTO E POTENZIAMENTO
DI UN PARCO EOLICO**

OGGETTO

TITOLO ELABORATO :

RELAZIONE PRELIMINARE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

DATA : Dicembre 2021

N°/CODICE ELABORATO :

R 04.2

SCALA :

Folder :

Tipologia : Relazione

Lingua : ITALIANO

I TECNICI

 **STM** TECHNICAL SOLUTIONS
STUDIO TECNICO MONACO
INGG. MICHELE & TOMMASO MONACO
CERIGNOLA - V.LE DI LEVANTE, 139 - SCALA D
TEL. 0885/429850 - FAX 0885/090485 - CELL. 3293719964
E-MAIL: info@studiotecnicomonaco.it WEB: www.studiotecnicomonaco.it

dott. ing. Tommaso Monaco



00	Dicembre 2021		IVPC Eolica	IVPC Eolica	IVPC
N° REVISIONE	DATA	OGGETTO DELLA REVISIONE	ELABORAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE

Proprietà e diritto del presente documento sono riservati - la riproduzione è vietata.

PREMESSA

Per incarico ricevuto dalla società IVPC Power S.r.l. - P.IVA 02523350649, con sede legale in Vico Santa Maria a Cappella Vecchia 11 – 80121 Napoli (NA), 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 opere fondali a servizio dei nuovi aerogeneratori previsti in progetto;

L'intervento in oggetto consiste nel rifacimento e potenziamento di un impianto eolico esistente e ricadente nei Comuni di **Baselice, Foiano di Val Fortore, San Marco dei Cavoti, Molinara e San Giorgio La Molara**, tutti in provincia di Benevento in Regione Campania.

In particolare, l'impianto esistente è composto da n. 97 aerogeneratori tripala con torre tralicciata, di cui n. 23 modello VESTAS V42 e n. 74 modello VESTAS V44, tutte di potenza nominale pari a 0,60 MW, per una potenza complessiva di 58,20 MW. L'impianto è collegato tramite cavidotti interrati alla Sottostazione elettrica di trasformazione 150/30 kV esistente di Foiano di Val Fortore (BN).

Il nuovo impianto, che sostituirà quello attualmente esistente, sarà costituito da n. 24 aerogeneratori tripala con torre tubolare più moderni, avente un diametro del rotore pari a 158 mt. e di potenza nominale pari a 6,1 MW, per una potenza complessiva di 146,40 MW. Esso sarà collegato sempre tramite cavidotti interrati, il cui tracciato seguirà principalmente quello dei cavi esistenti, e confluirà nella medesima Sottostazione Terna nel Comune di Foiano di Valfortore (BN) per la quale non sarà realizzata alcuna modifica in termini di volumetria e superficie aggiuntiva, ma saranno predisposti adeguamenti dei locali della Sottostazione al fine di conformare le apparecchiature e i trasformatori all'incremento di potenza che sarà immessa in rete.

L'impianto esistente da dismettere è di proprietà della società IVPC S.r.l., la stessa che ne ha commissionato il progetto di rifacimento e potenziamento.

In sintesi, le principali opere di progetto consisteranno nella:

- **Dismissione delle 97 torri eoliche esistenti**, di cui n. 23 modello VESTAS V42 e n. 74 modello VESTAS V44, con potenza unitaria di **600kW** per un totale di **58,20 MW**.
- **Messa in opera di n. 24 aerogeneratori** complessivi, ciascuno dei quali aventi potenza unitaria di **6,10 MW**, per una potenza complessiva di **146,40 MW**.
- **Sostituzione dei cavidotti esistenti** con nuove tipologie di cavi, adeguati ai nuovi aerogeneratori ed alla relativa potenza. I tracciati dei cavidotti interrati di progetto seguiranno per la maggior parte i tracciati di quelli esistenti da dismettere.
- Per la connessione alla RTN del nuovo impianto, si prevede la sostituzione delle apparecchiature elettromeccaniche installate nella esistente medesima Sottostazione Terna nel Comune di Foiano di Valfortore (BN) con apparecchiature nuove e con tensione lato MT pari a 30 kV. Per la descrizione delle opere da realizzare in Sottostazione, si rimanda agli specifici elaborati progettuali.

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. 17-01-18

Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

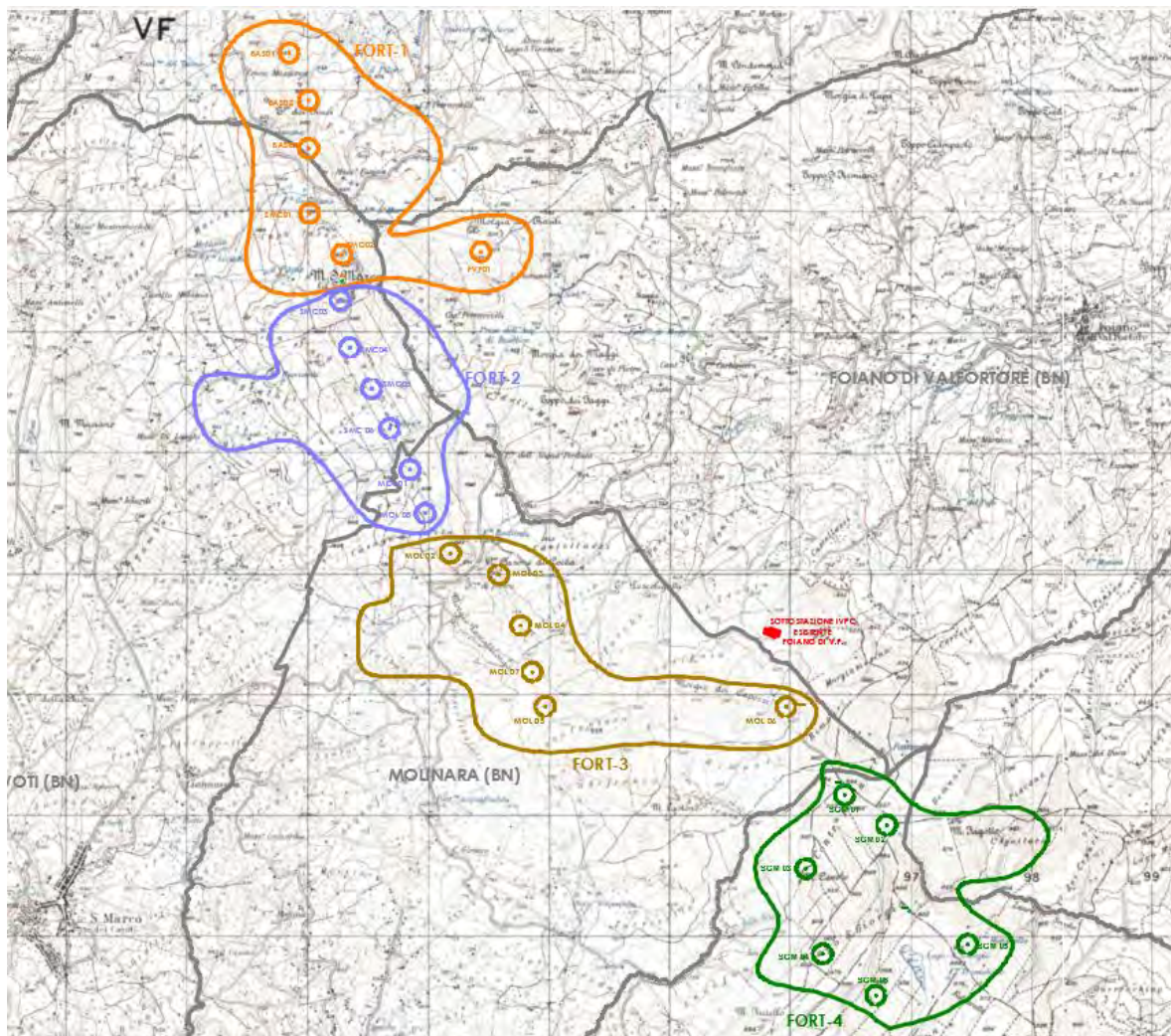
NORMATIVA INTERNAZIONALE

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

COORDINATE PLANIMETRICHE AEREOGENERATORI

Considerando il sistema di coordinate denominato **PIANE UTM-ED50**, i diversi aerogeneratori saranno installati nelle seguenti posizioni:

ID WTG	UTM ED50 Long. Est [m]	UTM ED50 Lat. Nord [m]
SGM01	496 370	4 573 960
SGM02	496 720	4 573 710
SGM03	496 050	4 573 350
SGM04	496 189	4 572 643
SGM05	497 390	4 572 721
SGM06	496 629	4 572 298
MOL01	492767	4 576 656
MOL02	493 102	4 575 964
MOL03	493 503	4 575 787
MOL04	493 686	4 575 365
MOL05	493 889	4 574 693
MOL06	495 886	4 574 691
MOL07	493 780	4 574 980
MOL08	492 894	4 576 294
BAS01	491766	4 580 110
BAS02	491926	4 579 718
BAS03	491927	4 579 318
FVF01	493 355	4 578 462
SMC01	491 934	4 578 782
SMC02	492 203	4 578 440
SMC03	492 190	4 578 060
SMC04	492 268	4 577 667
SMC05	492 448	4 577 329
SMC06	492 600	4 576 998



DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE DI FONDAZIONE DELL'AEREOGENERATORE

La fondazione di supporto degli aerogeneratori è del tipo mista, ossia formata da un plinto di fondazione, poggiante su pali trivellati. La parte inferiore verrà posata su strato di cls magro avente uno spessore minimo di 20 cm.

Il plinto di fondazione è costituito da una zattera inferiore e da un piedistallo superiore, sul quale verrà alloggiata la torre di supporto degli aerogeneratori.

La zattera inferiore possiede una pianta circolare così come il piedistallo di alloggiamento superiore.

La fondazione ha la pianta di forma circolare con diametro pari a 21,9 m, con una parte inferiore cilindrica con altezza pari a 0,7 m ed una superiore troncoconica con altezza pari a 1,6 m, diametro inferiore pari a 21,9 m e diametro superiore pari a 5,9 m. Al di sopra della zattera di base è presente un piedistallo cilindrico di altezza pari a 0,80 m che fuoriesce dal piano di campagna di 33 cm, inoltre al di sotto della zattera, è presente una zona che ospiterà i cavidotti elettrici;

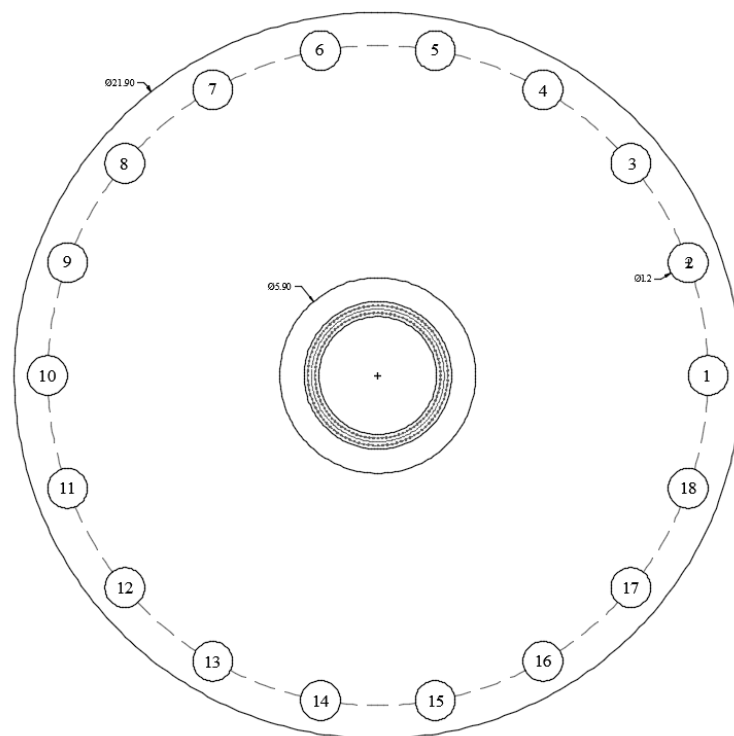
In totale la fondazione possiede un'altezza complessiva pari a 3,10 m più ulteriori 30 cm utili al passaggio dei cavidotti.

Saranno realizzati 18 pali del tipo trivellati, con diametro pari a 120 cm, aventi lunghezza, calcolata dall'intradosso del plinto di fondazione, pari a 30 m. Il baricentro di detti pali sarà posto su una circonferenza con diametro pari a 19,90 m, quindi con baricentro posto a 1 m dal bordo esterno della zattera di fondazione.

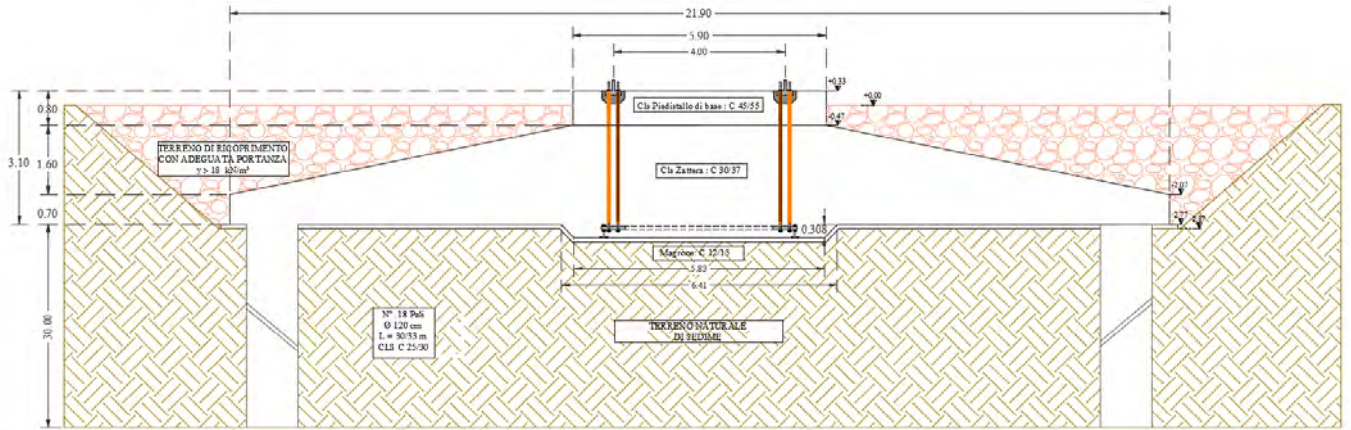
Il calcestruzzo utilizzato in opera sarà di diversa fattura a seconda dei casi di utilizzo dello stesso, infatti verrà utilizzato cls ordinario di classe C25/30 per la realizzazione dei pali di fondazione a servizio dell'aerogeneratore, mentre per il plinto di fondazione circolare, su cui sarà innestata la torre eolica, verrà utilizzato un cls di classe C30/37 per quanto concerne la zattera di fondazione ed un CLS classe C45/55 per il collare circolare di alloggiamento. L'acciaio per l'armatura è previsto del tipo B450C controllato in stabilimento.

Inoltre la piastra di base della torre eolica verrà posizionata tramite una cassaforma a perdere in gomma, su una base di grout con classe di resistenza pari a C90/105.

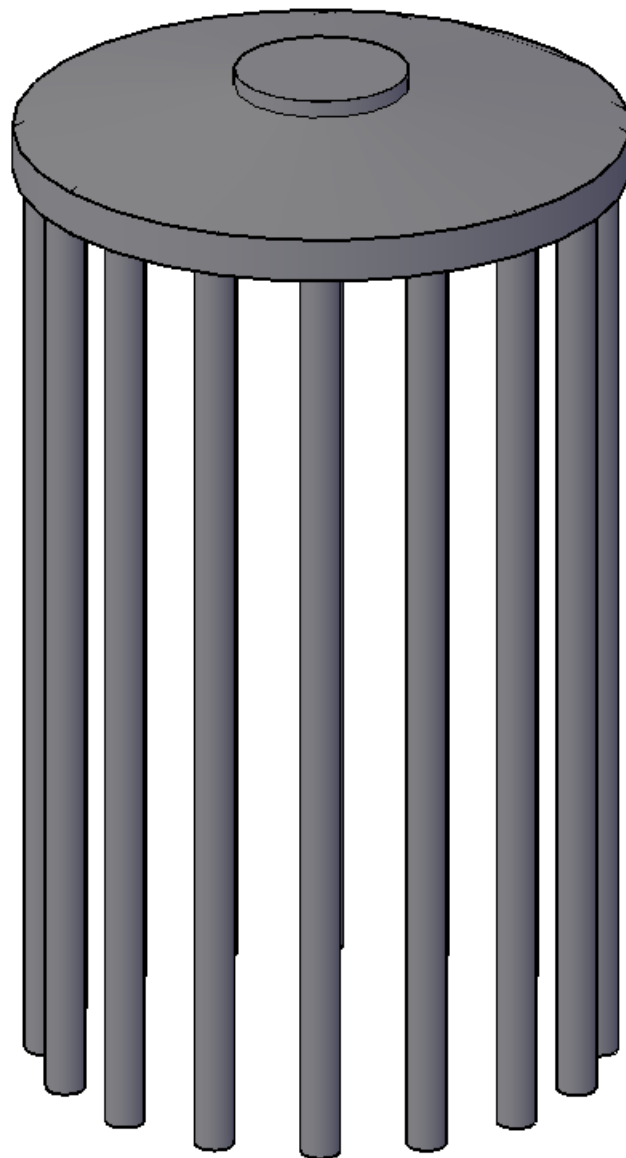
All'interno del getto del plinto di fondazione di base verrà posizionato l'anchor cage, ossia la gabbia di tirafondi in acciaio per il successivo fissaggio della torre eolica. L'area del plinto di fondazione al di là del piedistallo di alloggiamento sarà coperta da materiale di recupero con massa volumica a secco di 18 kN/m².



Pianta architettonica



Sezione architettonica



Render 3-D

DIMENSIONI TECNICHE DELL'AEREOGENERATORE

L'aerogeneratore scelto è del tipo GE Renewable Energy- 158GE con le seguenti caratteristiche:

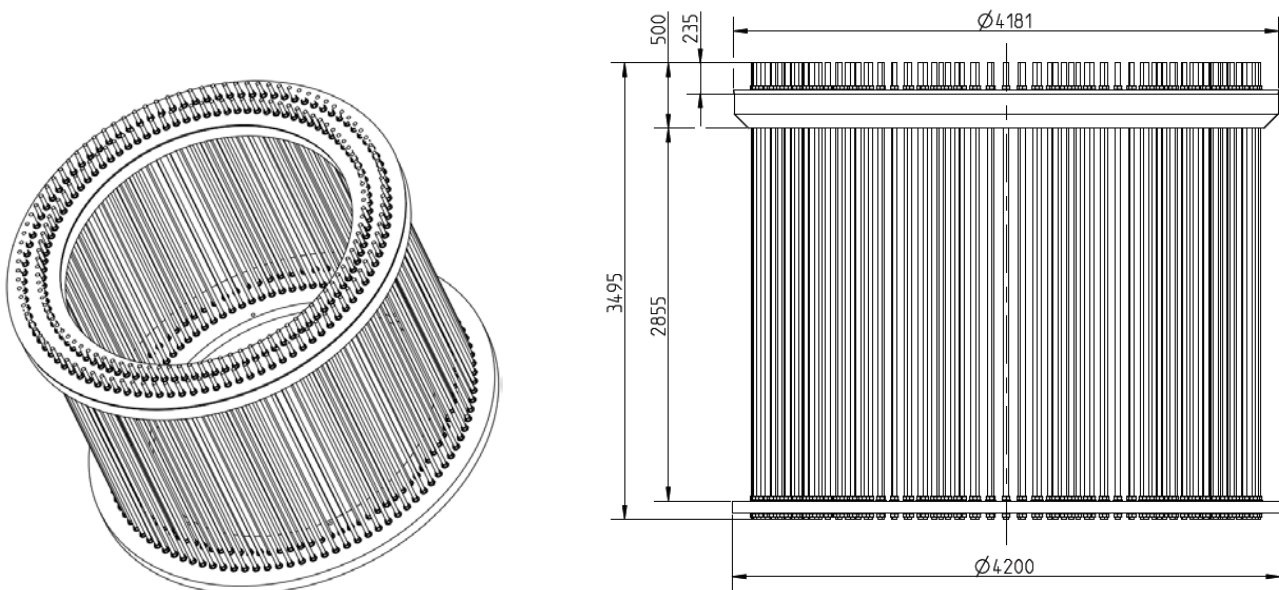
DIAMETRO ROTORE
158,00 m
ALTEZZA AL MOZZO
101 m
POTENZA
6,10 MW

DIMENSIONAMENTO PRELIMINARE DELLE OPERE FONDALI A SERVIZIO DEGLI AEREOGENERATORI

Le combinazioni di carico agenti, sono desunte dalla letteratura presente prendendo in considerazione delle macchine equivalenti.

Caso Vento Estremo					
Azioni Caratteristiche		γ	Azioni Design Base Torre	braccio [m]	Azioni Design Base Fondazione
Fv [kN]	-3805	1,5	5707.5	-	5707.5
Fh [kN]	1132	1,5	1698	3,15	1698
Mxy [kNm]	89501	1,5	134251.5	-	139600.2
Mz [kNm]	-8480	1,5	-12720	-	-12720

Dette sollecitazioni saranno trasmesse alle opere fondali tramite un anchor cage, costituito da 96 + 96 tirafondi M42 inguainati, i quali sono collegati ad un'estremità con una flangia di base ed all'altra alla flangia di base della torre eolica.



Il diametro medio delle circonferenze lungo le quali sono disposti i tirafondi è pari a 400 cm

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 rilasciato dalla SOFT.LAB.

Il plinto di fondazione è stato modellato utilizzando degli elementi shells regolarmente divisi tramite una disposizione radiale ed anulare. Lo spessore di detti elementi, è variabile per tener conto della variazione lineare dello spessore dell'intero plinto.

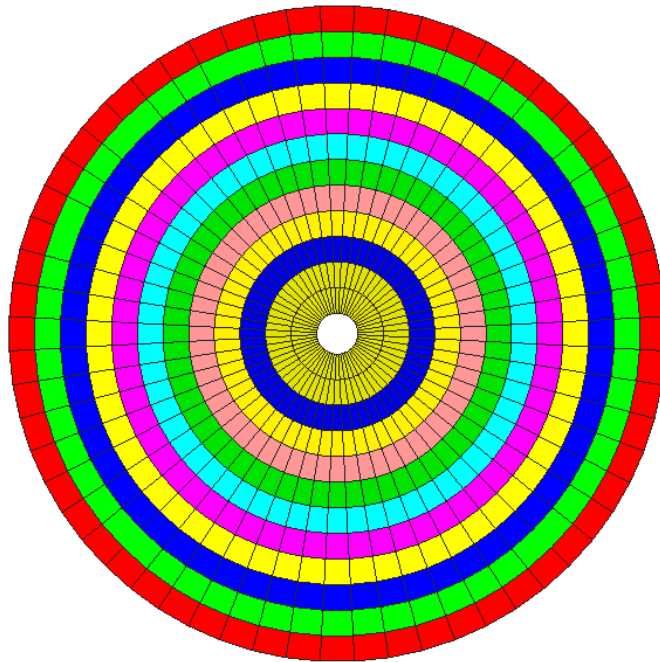
A favore di sicurezza il collare superiore è stato introdotto all'interno del modello come un carico uniformemente distribuito, quindi non si è tenuto conto della sua rigidezza.

Gli elementi shells sono stati impostati come elementi privi di reazione verticale alla winkler, in quanto si è deciso di affidare l'intera portanza alle fondazioni profonde.

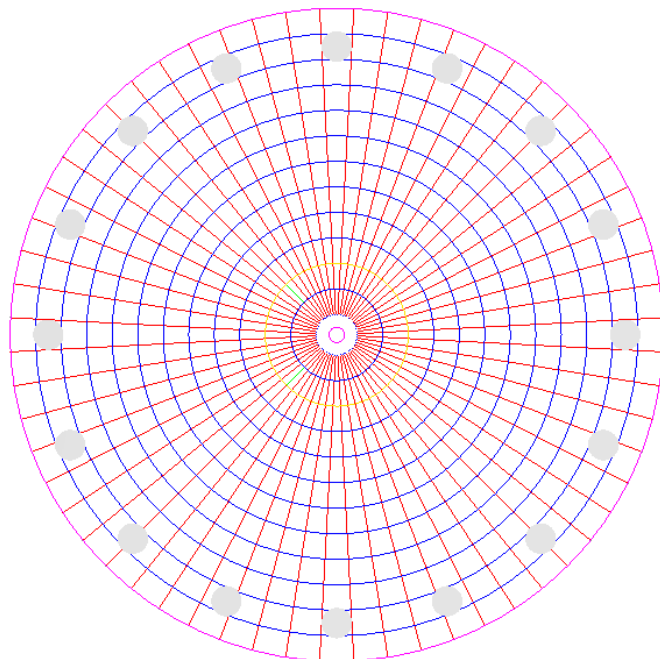
Infatti sono stati disposti 16 pali con interasse angolare pari a $22,50^\circ$, lunghezza pari a 30 m, e diametro pari a 120 cm.

Tali elementi sono definiti come elementi beam, immersi in un semi-spazio cedevole, ossia il terreno di fondazione.

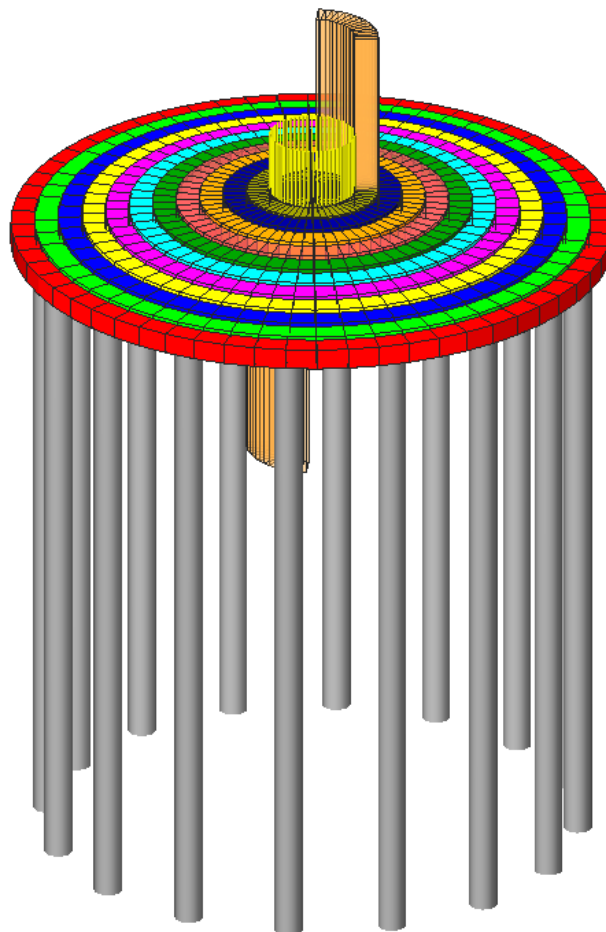
I carichi, così come definiti in precedenza, sono stati impressi alla struttura sotto forma di pressioni equivalenti, per quanto riguarda i momenti agenti, e in forze nodali per quanto riguarda le forze verticali agenti (Peso Torre).



Modello FEM – Vista in Pianta Elementi Shells



Modello FEM – Vista in Pianta Pali



Modello FEM – Vista in 3-D

Lo scenario di calcolo assunto, descritto di seguito, è stato scelto per considerare tutte le combinazioni di carico fornite dalla casa produttrice, sommando il peso proprio delle opere fondali.

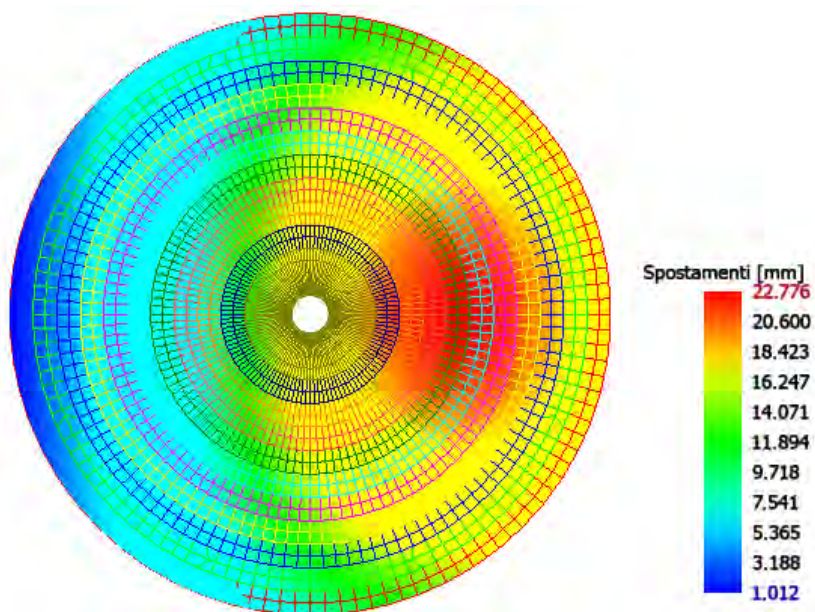
Scenario di calcolo

Scenario : ScenarioNT_2018 A2 SLV_SLD_STR_GEO

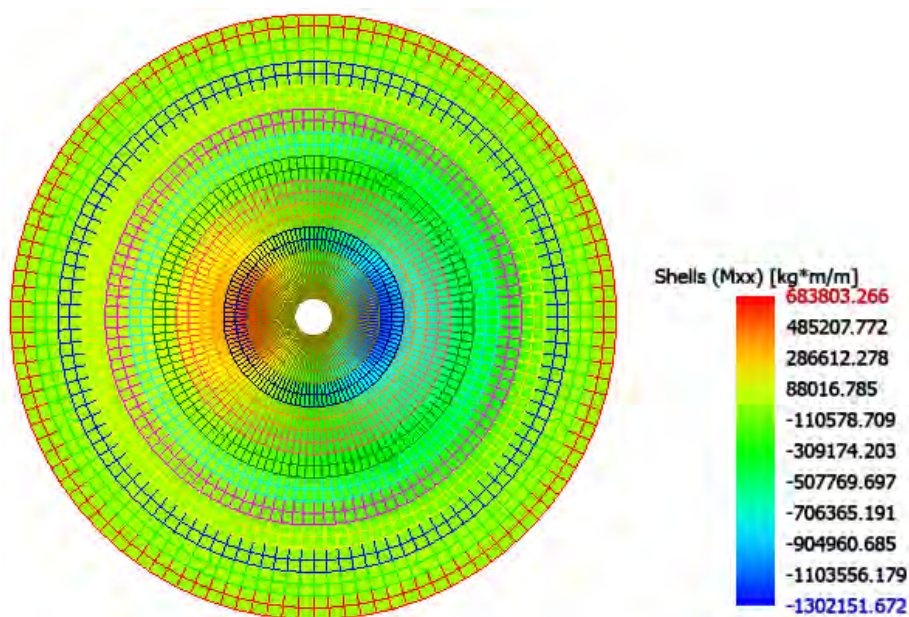
Combinazione	Tipo	Spettro	F.Sisma	α	K _{mod}	Cond.Carico	Fatt. cv.	Attiva	Massa	Fattore m.
1) 1-Vento Estremo_Vert.Sfav.	STR+GEO				0.60					
						Peso Proprio	1.3	Si	Si	1
						Peso Torre	1.3	Si	No	1
						Rinterro	1.3	Si	No	1
						Vento Estremo	1.5	Si	No	1
						Vento Operativo	0	No	No	1
2) 2-Vento Estremo_Vert.Fav.	STR+GEO				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1.5	Si	No	1
						Vento Operativo	0	No	No	1
3) 3-Vento Operativo	STR+GEO				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	No	No	1
						Vento Operativo	1	Si	No	1
4) Rara	SLE Rara				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1

Combinazione	Tipo	Spettro	F.Sisma	α	K mod	Cond.Carico	Fatt. cv.	Attiva	Massa	Fattore m.
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	Si	No	1
						Vento Operativo	1	No	No	1
5) Freq.	SLE Freq.				1.00					
						Peso Proprio	1	Si	Si	1
						Peso Torre	1	Si	No	1
						Rinterro	1	Si	No	1
						Vento Estremo	1	No	No	1
						Vento Operativo	1	Si	No	1

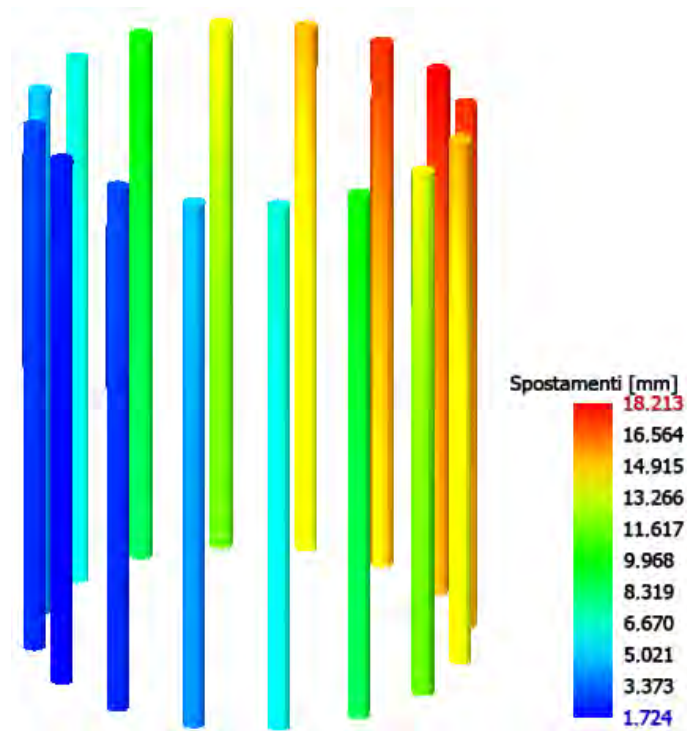
Di seguito sono riportati i principali risultati, relativi alla combinazione più gravosa (Comb. 1) sotto forma di immagine esplicative:



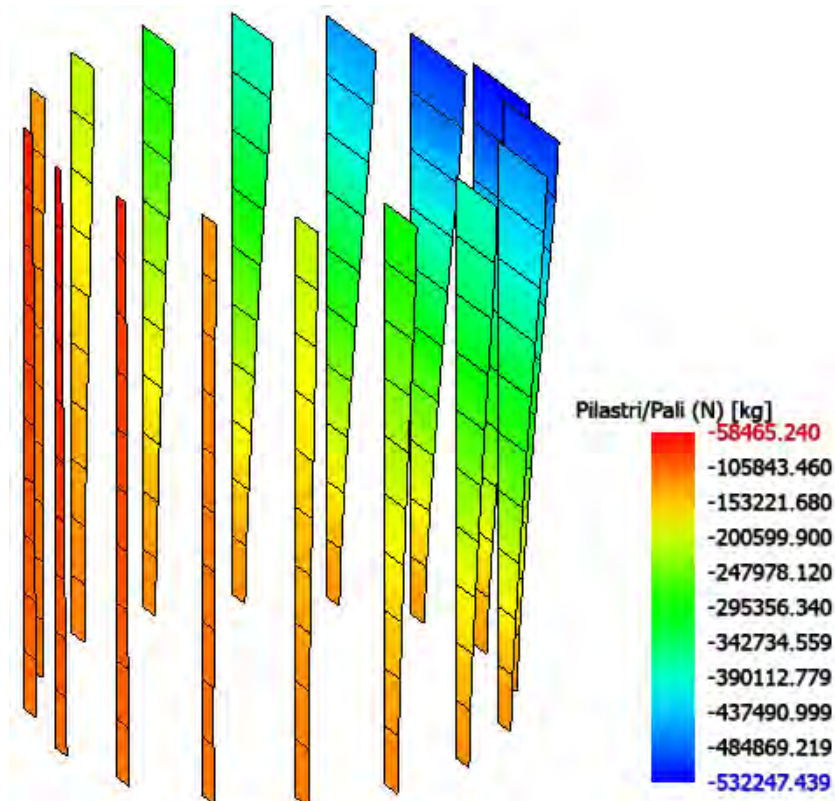
Deformata massima



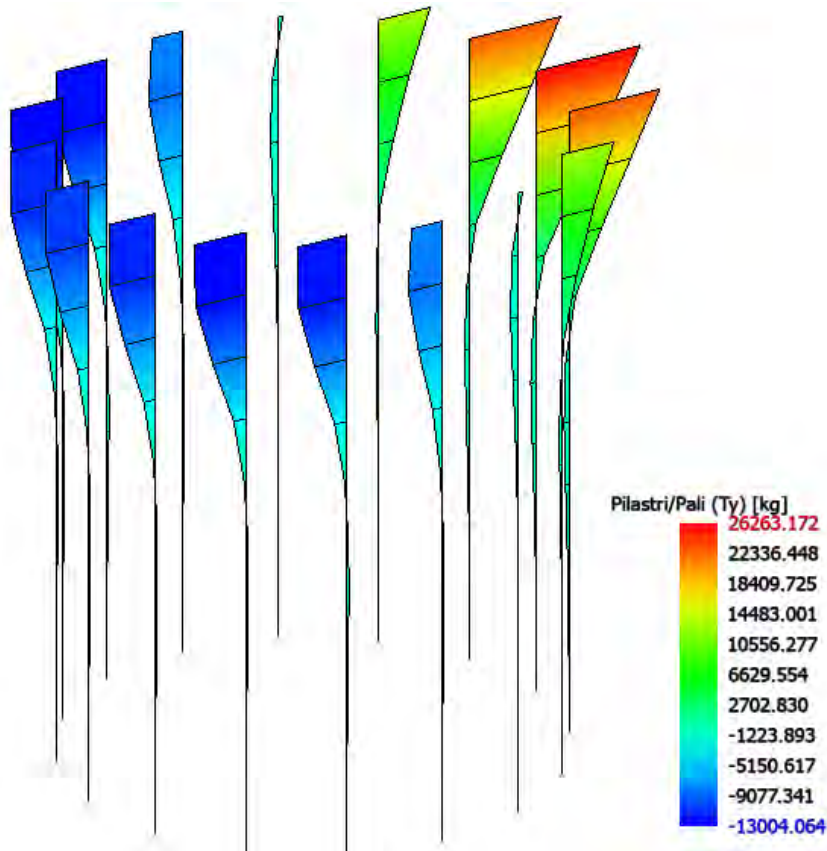
Momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x sul plinto



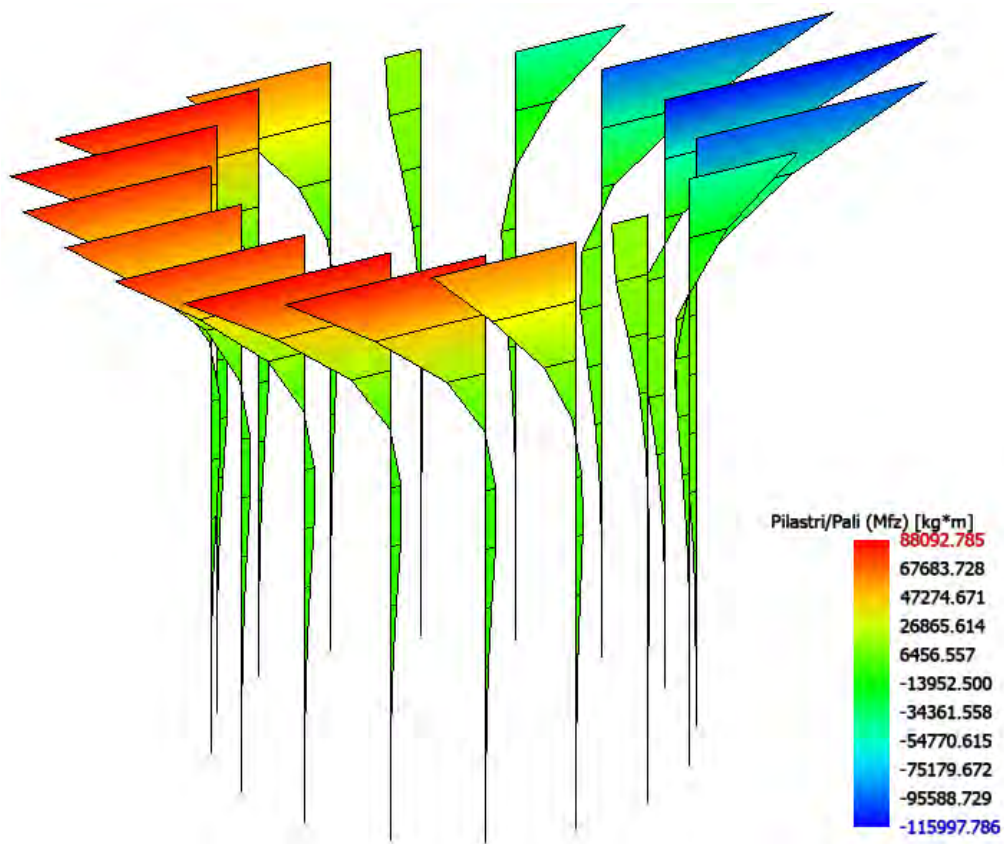
Massima Deformazione dei pali



Sforzo normale sui pali



Sforzo di taglio sui pali



Momento flettente sui pali

VERIFICHE GEOTECNICHE DELLE FONDAZIONI

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 esposte al p.to 6.4.3 NTC 2018.

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

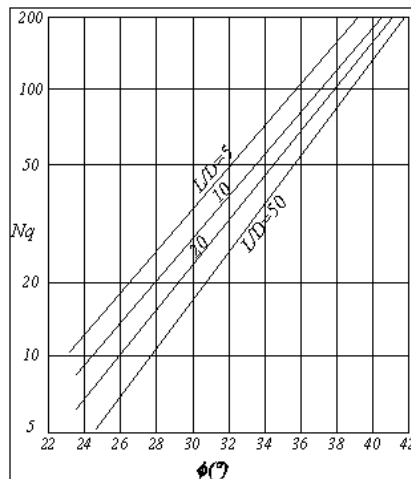
Come per le fondazioni dirette si pone:

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

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:

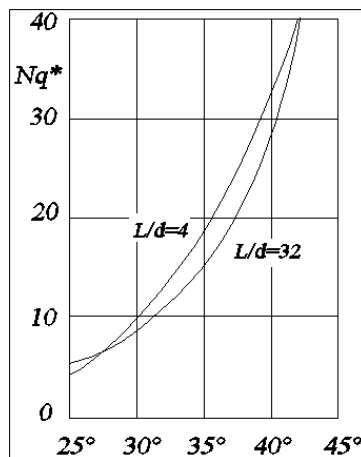
$$s = \alpha c$$

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:

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

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)

GD = Palo di **Grande** diametro per $D > D_g = 0.60$ [m]

Tipologie Palo: PR=Prefabbricato, G=Gettato, TR=Trivellato, TRP=Trivellato Pressato

Palo	Tipo	Testa	GD	D [m]	e [m]	L [m]	Mu [kg*m]	V [kg]	H [kg]
1 (Nodo 399)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	293272.80	532247	26263
2 (Nodo 625)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	289871.27	513713	22915
3 (Nodo 725)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	279168.20	461429	20853
4 (Nodo 769)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	260977.80	385061	22911
5 (Nodo 780)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	237693.46	295285	18466
6 (Nodo 768)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218676.58	227133	13012
7 (Nodo 724)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218683.41	227157	9957
8 (Nodo 624)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218676.57	227133	13012
9 (Nodo 398)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218685.06	227163	14191
10 (Nodo 172)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218678.31	227139	13293
11 (Nodo 72)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218632.38	226979	9987
12 (Nodo 28)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	218683.37	227157	13306
13 (Nodo 17)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	237708.04	295339	18439
14 (Nodo 29)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	260981.42	385076	22903
15 (Nodo 73)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	279167.46	461426	20857
16 (Nodo 173)	TR	Vinc	Si	1.20	--	30.00	289870.29	513708	22906

Coefficienti di sicurezza:

Palo	γ_b	γ_s	γ_{st}	γ_T	ξ	effV	effH
1 (Nodo 399)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
2 (Nodo 625)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
3 (Nodo 725)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
4 (Nodo 769)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
5 (Nodo 780)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
6 (Nodo 768)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
7 (Nodo 724)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
8 (Nodo 624)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
9 (Nodo 398)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
10 (Nodo 172)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
11 (Nodo 72)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
12 (Nodo 28)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
13 (Nodo 17)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
14 (Nodo 29)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
15 (Nodo 73)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00
16 (Nodo 173)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.70	1.00	1.00

Stratigrafie:

H [m]	ϕ [°]	OCR	c [kg/cm ²]	c _u [kg/cm ²]	γ [t/mc]	γ_{sat} [t/mc]	Addens.	Descrizione
Palo n° 1 (Nodo 399), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 2 (Nodo 625), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 3 (Nodo 725), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 4 (Nodo 769), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 5 (Nodo 780), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 6 (Nodo 768), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia

H [m]	ϕ [°]	OCR	c [kg/cm ²]	c _u [kg/cm ²]	γ [t/m ³]	γ_{sat} [t/m ³]	Addens.	Descrizione
Palo n° 7 (Nodo 724), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 8 (Nodo 624), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 9 (Nodo 398), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 10 (Nodo 172), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 11 (Nodo 72), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 12 (Nodo 28), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 13 (Nodo 17), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 14 (Nodo 29), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 15 (Nodo 73), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia
Palo n° 16 (Nodo 173), Falda assente								
6.00	27.00	--	0.05	--	1.75	--	Si	Sb. legg. lim./calc
40.00	33.00	--	0.10	--	1.90	--	Si	Sabbie con ghiaia

Verifica Carico Verticale

Palo	N [kg]	P [kg]	S [kg]	Peso Palo [kg]	(*)Nd [kg]	N _q	N _c	Verifica
1 (Nodo 399)[1]	617070	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
2 (Nodo 625)[1]	598536	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
3 (Nodo 725)[1]	546252	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
4 (Nodo 769)[1]	469884	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
5 (Nodo 780)[1]	380108	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
6 (Nodo 768)[3]	311956	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
7 (Nodo 724)[3]	311980	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
7 (Nodo 724)[1]	213647	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
8 (Nodo 624)[3]	311956	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
8 (Nodo 624)[1]	161641	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
9 (Nodo 398)[3]	311986	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
10 (Nodo 172)[3]	311962	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
10 (Nodo 172)[1]	161728	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
11 (Nodo 72)[3]	311802	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
11 (Nodo 72)[1]	213555	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
12 (Nodo 28)[3]	311980	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
13 (Nodo 17)[1]	380162	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
14 (Nodo 29)[1]	469899	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
15 (Nodo 73)[1]	546249	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO
16 (Nodo 173)[1]	598531	581707	837383	84823	681796	8.92	13.72	VERIFICATO

Verifica Carico Orizzontale

Palo	H [kg]	Hl [kg]	Hd [kg]	Meccanismo di rottura	Z0 [m]	Zmax [m]	Mmax [kg*m]	Verifica
1 (Nodo 399)[1]	26263	191274	86550	Lungo	--	4.58	293272.56	VERIFICATO
2 (Nodo 625)[1]	22915	189789	85877	Lungo	--	4.57	289879.01	VERIFICATO
3 (Nodo 725)[1]	20853	185069	83742	Lungo	--	4.51	279168.58	VERIFICATO
4 (Nodo 769)[1]	22911	176908	80049	Lungo	--	4.41	260985.39	VERIFICATO
5 (Nodo 780)[1]	18466	166169	75190	Lungo	--	4.27	237689.79	VERIFICATO
6 (Nodo 768)[3]	13012	157135	71102	Lungo	--	4.15	218678.52	VERIFICATO
7 (Nodo 724)[3]	9957	157140	71104	Lungo	--	4.15	218689.51	VERIFICATO
7 (Nodo 724)[1]	12981	142575	64514	Lungo	--	3.95	189180.61	VERIFICATO
8 (Nodo 624)[3]	13012	157135	71102	Lungo	--	4.15	218678.53	VERIFICATO
8 (Nodo 624)[1]	11497	134034	60649	Lungo	--	3.83	172565.96	VERIFICATO
9 (Nodo 398)[3]	14191	157140	71104	Lungo	--	4.15	218687.85	VERIFICATO
10 (Nodo 172)[3]	13293	157135	71102	Lungo	--	4.15	218676.79	VERIFICATO
10 (Nodo 172)[1]	11664	134050	60656	Lungo	--	3.83	172598.91	VERIFICATO
11 (Nodo 72)[3]	9987	157114	71092	Lungo	--	4.15	218633.66	VERIFICATO
11 (Nodo 72)[1]	13004	142563	64508	Lungo	--	3.95	189160.69	VERIFICATO
12 (Nodo 28)[3]	13306	157140	71104	Lungo	--	4.15	218689.54	VERIFICATO
13 (Nodo 17)[1]	18439	166178	75194	Lungo	--	4.27	237712.83	VERIFICATO
14 (Nodo 29)[1]	22903	176908	80049	Lungo	--	4.41	260981.78	VERIFICATO
15 (Nodo 73)[1]	20857	185069	83742	Lungo	--	4.51	279169.33	VERIFICATO
16 (Nodo 173)[1]	22906	189789	85877	Lungo	--	4.57	289879.99	VERIFICATO

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) \cdot \text{eff}V/\xi$ (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

$H_d = (H/(\xi \cdot \gamma_T)) \cdot \text{eff}H$

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. Per il piedistallo di alloggiamento della torre, verrà utilizzato un cls di classe C45/55.

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 $R_{ck} > 15$ N/mm².

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 2018 (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	R _{ck}	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 %	
Agressività 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 ₀	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 2018 (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						

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 2018 (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	R _{ck}	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		%
Agressività 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. 17/01/2018, 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 2018 § 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;
- 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.

Classe NTC 2018 B450C barre di armatura

- Resistenza caratteristica di rottura: $f_{tk} > 540,0$ MPa
- Resistenza caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450,0$ MPa
- Coefficiente di sicurezza dell'acciaio $\gamma_s = 1,15$
- Tensione di calcolo a snervamento $f_{yd} = 391,3$ MPa

- Modulo di elasticità di progetto $E_s = 206000 \text{ MPa}$
- Deformazione a snervamento dell'acciaio $f_{yd} = 0,0019$
- Rapporti di sovra resistenza $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$ $(f_y/f_{ynom})_k < 1,25$
- Allungamento $(A_{gt}) > 6 \%$
- Saldabilità e tenore di Carbonio secondo quanto indicato nelle NTC 2018

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.

I 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	$[450 \times (1,25+0,02)] \text{ MPa}$
A_{gt} minimo	> 6%	per acciai B450C
A_{gt} 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

CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Autori:	dott. ing. Dario PICA prof. ing. Paolo BISEGNA dott. ing. Donato Sista
Produzione e distribuzione	SOFT.LAB srl via Borgo II - 82030 PONTE (BN) tel. ++39 (824) 874392 fax ++39 (824) 874431 internet: http://www.soft.lab.it e.mail: info@soft.lab.it
Sigla:	IperSpaceMax BIM 2.0
Licenza n.	Concesso in licenza a ING. MONACO TOMMASO codice utente C0076327

Il modello di calcolo assunto è di tipo spaziale e l'analisi condotta è una Analisi Elastica Lineare, esso è fondamentalmente definito dalla posizione dei nodi collegati da elementi di tipo Beam o elementi di tipo shell a comportamento sia flessionale che membranale, l'elemento finito shell utilizzato è anche in grado di esprimere una rigidezza rotazionale in direzione ortogonale al piano della shell.

L'analisi sismica utilizzata è l'analisi lineare statica con forze sismiche equivalenti. Il modello è stato analizzato sia per le combinazioni dei carichi verticali sia per le combinazioni di carico verticale e sisma. Un particolare chiarimento richiede la definizione delle masse nell'analisi sismica. Pur avendo considerato il modello con impalcato rigidi non si rende necessario calcolare il modello con la metodologia del MASTER-SLAVE, in quanto gli impalcato rigidi sono stati modellati con elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza dei campi di solaio. Per ottenere tale modellazione il programma inserisce in automatico elementi di tipo shell a comportamento membranale in corrispondenza del campo di solaio intercluso tra una maglia di travi, la loro rigidezza membranale è sufficientemente alta da rendere il campo di solaio rigido nel proprio piano, ma tale da non mal condizionare la matrice di rigidezza della struttura. Qualora una maglia di travi non è collegata da solaio lo shell non viene inserito rendendo tale campo libero di deformarsi con il solo vincolo dato dalle travi della maglia. La loro rigidezza flessionale è trascurabile rispetto a quella degli elementi che contornano il campo, per cui lo shell impone un vincolo orizzontale solo nel piano dell'impalcato tra i nodi collegati, quindi non è necessario definire preventivamente definire il centro di massa e momento d'inerzia delle masse, questo perché le masse sono trasferite direttamente nei nodi del modello (modello Lumped Mass) dal codice di calcolo, il metodo per calcolare le masse nei nodi può essere quello per aree di influenza, ma questa richiederebbe l'intervento diretto dell'operatore; il codice di calcolo utilizza una metodologia leggermente più raffinata per tener conto del fatto che su un elemento il carico portato non è uniforme, quindi il codice di calcolo considera i carichi presenti sull'asta che sono stati indicati come quelli che contribuiscono alla formazione della massa (tipicamente $G + \psi_2 * Q$) e calcola le reazioni di incastro perfetto verticali, tali reazioni divise per l'accelerazione di gravità g danno il contributo dell'elemento alla massa del nodo, sommando i contributi di tutti gli elementi che convergono nel nodo si ottiene la massa complessiva nel nodo; per gli elementi shell invece si utilizza il metodo delle aree di influenza ossia in ognuno dei 3 oppure 4 nodi che definiscono lo shell si assegna $1/3$ oppure $1/4$ del peso della shell e $1/3$ oppure $1/4$ dell'eventuale carico variabile ridotto, sommando su tutti gli shell che convergono nel nodo si ottiene la massa da assegnare al nodo.

VALIDAZIONE DEL CALCOLO-INFORMAZIONI SULL'ELABORAZIONE

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

CONCLUSIONI

A tergo delle verifiche e del dimensionamento delle opere fondali a servizio del nuovo aereogeneratore previsto nel progetto di variante, è possibile asserire come le opere fondali ipotizzate in questa fase preliminare, riescano a fronteggiare le azioni indotte dalla sovra struttura.

Cerignola, Dicembre 2021

Il Progettista
dott. ing. Tommaso Monaco

