

Regione Puglia

COMUNE DI SAN PANCRAZIO SALENTINO (BR) - SALICE SALENTINO (LE)
AVETRANA (TA) - ERCHIE (BR)

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI IMPIANTO PER LA
PRODUZIONE DI ENERGIA ELETTRICA DA FONTI RINNOVABILI,
NONCHE' OPERE CONNESSE ED INFRASTRUTTURE, DI POTENZA
NOMINALE PARI A 36 MW ALIMENTATO DA FONTE EOLICA,
CON ANNESSO SISTEMA DI ACCUMULO INTEGRATO DI POTENZA
PARI A 24 MW, PER UNA POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 60MW
DENOMINATO IMPIANTO "NEXT2"**

PROGETTO PARCO EOLICO "NEXT2"

Codice Regionale AU: CY53TR6

Tav.:	Titolo:
R07a	RELAZIONE CALCOLI FONDAZIONE AEROGENERATORE

Scala:	Formato Stampa:	Codice Identificatore Elaborato
s.c.	A4	CY53TR6_NPDI2_ERC_R07a_RelazioneCalcoliAerogeneratore

Progettazione:	Committente:
QMSOLAR s.r.l. Via Guglielmo Marconi scala C n.166 - Cap 72023 MESAGNE (BR) P.IVA 02683290742 - qmsolar.srls@pec.it Amm.re unico Ing. Francesco Masilla Gruppo di progettazione: MSC Innovative Solutions s.r.l.s - Via Milizia 55 - 73100 LECCE (LE) P.IVA 05030190754 - msc.innovativesolutions@gmail.com Ing. Santo Masilla - Responsabile Progetto	NPD Italia II s.r.l. Galleria Passarella, 2, Cap - 20122 MILANO P.IVA 11987560965 - email: npditaliaii@legalmail.it
Indagini Specialistiche :	

Data Progetto	Motivo	Redatto:	Controllato:	Approvato:
15/09/2023	Prima versione	F.M.	S.M.	NPD Italia II srl

INDICE

1.	SCOPO.....	2
2.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	2
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4.	MATERIALI.....	6
5.	TIPOLOGIA DI TERRENO.....	10
6.	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO.....	13
7.	DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	14
8.	VALUTAZIONE DELLE AZIONI GRAVITAZIONALI ED ORIZZONTALI STATICHE	17
8.1.	ANALISI DEI CARICHI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI	17
8.2.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE	20
8.3.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO	22
8.4.	DEFINIZIONE DEL CARICO TERMICO.....	27
8.5.	DEFINIZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI	28
9.	VERIFICHE DI REGOLARITA'	29
10.	DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA MEDIANTE SPETTRI DI PROGETTO S.L.U E S.L.E	30
11.	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	34
12.	ANALISI MODALE	38
13.	REAZIONI DI BASE GLOBALE	41
14.	REAZIONI ALLA PUNTA DEI PALI.....	43
15.	VERIFICHE STRUTTURALI	44
15.1.	VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO	44
15.2.	VERIFICHE STRUTTURALI PALO.....	53
16.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA	57
17.	OPERE DI FONDAZIONE E MODELLAZIONE	58
18.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA	62
18.1.	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE.....	64
18.1.1.	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE PER CARICHI VERTICALI DI COMPRESSIONE E TRAZIONE	
	69	
18.1.2.	VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE PER AZIONI ORIZZONTALI.....	71

1. SCOPO

Questa relazione di calcolo strutturale mette in evidenza le modalità con cui è stata progettata e verificata la struttura fondale di n. 6 aerogeneratori dell'impianto denominato **NEXT2** da realizzare nell'area dei Comuni di San Pancrazio Salentino (provincia di Brindisi) e Salice Salentino (provincia di Lecce) la cui società proponente è NPD ITALIA II S.r.l.



Figura 1 area d'intervento

In fase progettuale della medesima si è voluto garantire che la struttura in questione potesse offrire un'adeguata sicurezza strutturale sia per quanto riguarda le condizioni statiche che per le condizioni sismiche. Pertanto è stato necessario seguire i dettami progettuali delle NTC2018 vigenti sul territorio Nazionale raggiungendo, quindi, un alto livello delle prestazioni strutturali.

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La fondazione oggetto di valutazioni statiche e sismiche sorregge una pala eolica del tipo SG 6.0-170 come quella indicata nella seguente figura.

SG 6.0-170



Figura 2 Aerogeneratore

Il modello in questione è SG 6.0-170-115 ed è costituito da n.3 lame avente lunghezza massima di 83.33m in grado di sviluppare, durante il suo moto, un diametro di 170m.

6.1. SG 6.0-170 115 m

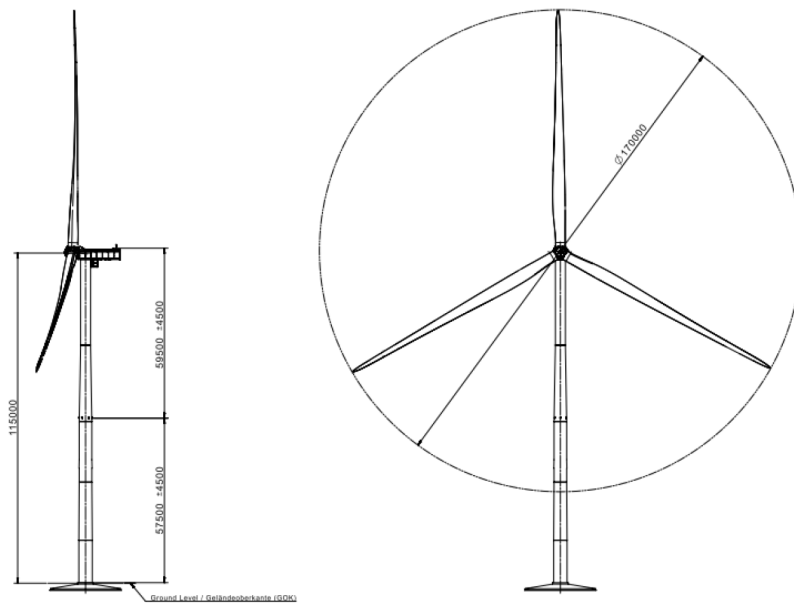
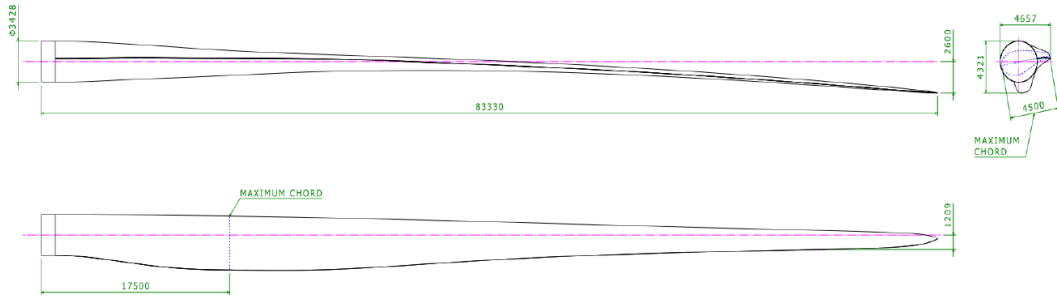


Figura 3 modello SG 6.0-170-115

Dall'immagine precedente è possibile riscontrare che le tre lame sono poste ad un' altezza di 115m.

7. Disegno della lama



Dimensioni in millimetri

Figura 4 geometria lama

Qui di seguito le dimensioni della navicella.

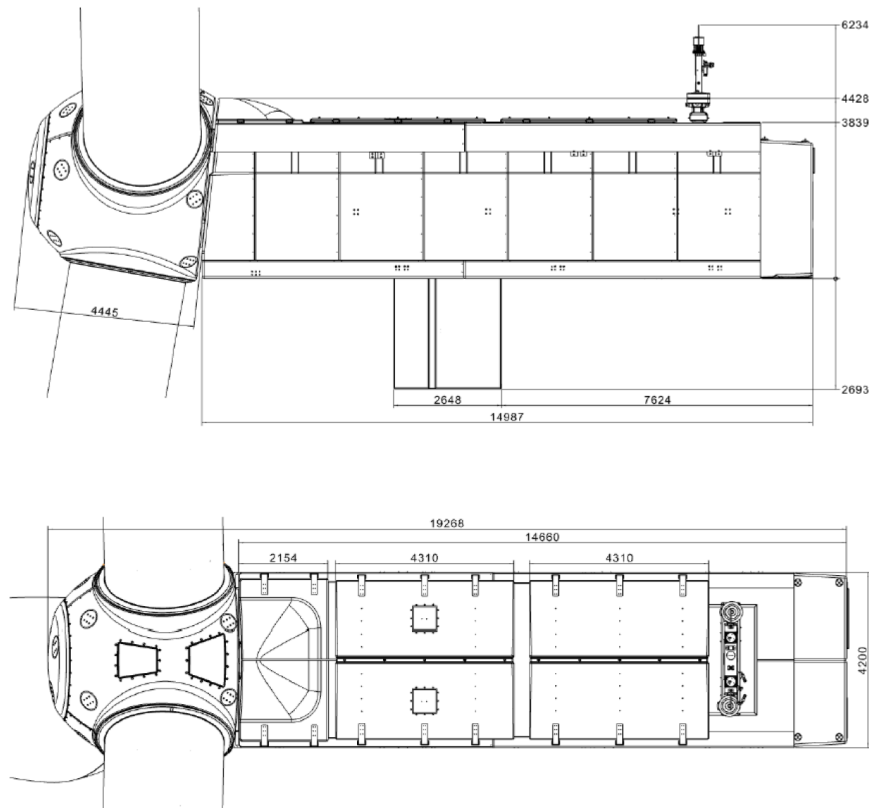


Figura 5 navicella

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

1. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
2. Circolare 21/01/19, n. 7 C.S.LL.PP. "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
3. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
4. D.M. LL.PP. 9 Gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
5. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
6. D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
7. Circolare 4/07/96, n.156AA.GG./STC. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>" di cui al D.M. 16/01/96.
8. Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
9. D.M. LL.PP. 11 Marzo 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".
10. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
11. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
12. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
13. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
14. UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
15. UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
16. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
17. UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
18. UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
19. UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
20. UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
21. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
22. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
23. UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
24. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
25. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".

26. D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 Gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
27. D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 Settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
28. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modificazioni e integrazioni.
29. UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.
30. UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
31. UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
32. UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
33. UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
34. UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
35. UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4. MATERIALI

La struttura di fondazione della torre eolica è costituita dai seguenti elementi:

- Pali di fondazione trivellati D1m con calcestruzzo C25/30
- Plinto di fondazione circolare D24m con calcestruzzo C35/45
- Armature per calcestruzzo armato B450C

CALCESTRUZZO

La classe di esposizione dei calcestruzzi, come definito nel paragrafo 4.1.2.2.4.2 della NTC2018 per quanto riguarda le condizioni ambientali, è del tipo "Ordinaria".

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

In merito al comportamento meccanico del calcestruzzo è stato utilizzato il modello legame costitutivo del tipo Parabola-Rettangolo così come proposto dalla NTC2018 nel aragrafo 4.1.2.1.2.1.

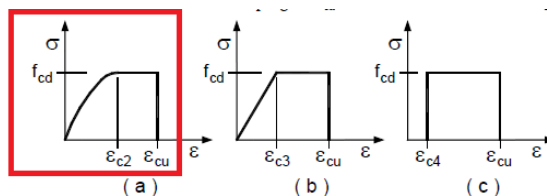


Fig. 4.1.1 – Modelli σ - ϵ per il calcestruzzo

I parametri meccanici caratteristici e di progetto riportati in Tabella 1 sono desunti dalle formulazioni riportate nella NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.1 per il calcestruzzo.

I pali di fondazione sono costituiti da calcestruzzo C25/30 di cui i seguenti parametri meccanici.

Tabella 1 Parametri meccanici calcestruzzo C25/30

CALCESTRUZZO C25/30		
Rck [MPa]	30	Resistenza cubica caratteristica
γ_c	1,5	Coefficiente di sicurezza
α_{cc}	0,85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
ε_{cu}	0,0035	deformazione ultima
f_{ck} [MPa]	24,90	Resistenza cilindrica caratteristica
f_{cd} [MPa]	14,11	Resistenza cilindrica di progetto
f_{cm.28gg} [MPa]	32,90	Resistenza a compressione dopo 28gg di maturazione
f_{ctm} [MPa]	2,56	Resistenza a trazione media
f_{ctk} [MPa]	1,79	Resistenza a trazione caratteristica
f_{ctd} [MPa]	1,19	resistenza a trazione di progetto
f_{bd} [MPa]	2,69	Resistenza di aderenza calcestruzzo-acciaio
E_{cm.28gg} [MPa]	31447,16	Modulo elastico

Il plinto di fondazione è costituito da calcestruzzo C35/45 di cui i seguenti parametri meccanici.

Tabella 2 Parametri meccanici calcestruzzo C35/45

CALCESTRUZZO C35/45		
Rck [MPa]	45	Resistenza cubica caratteristica
γ_c	1,5	Coefficiente di sicurezza
α_{cc}	0,85	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
ε_{cu}	0,0035	deformazione ultima
f_{ck} [MPa]	37,35	Resistenza cilindrica caratteristica
f_{cd} [MPa]	21,17	Resistenza cilindrica di progetto
f_{cm.28gg} [MPa]	45,35	Resistenza a compressione dopo 28gg di maturazione
f_{ctm} [MPa]	3,35	Resistenza a trazione media
f_{ctk} [MPa]	2,35	Resistenza a trazione caratteristica
f_{ctd} [MPa]	1,56	resistenza a trazione di progetto
f_{bd} [MPa]	3,52	Resistenza di aderenza calcestruzzo-acciaio
E_{cm.28gg} [MPa]	34625,49	Modulo elastico

Il peso specifico del calcestruzzo armato è stato posto pari a 25kN/m³.

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

La classe di esposizione è regolamentata dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 così come segue.

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9858	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
<p>*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.</p> <p>***) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.</p>						

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

OPERE INTERRATE Classe di esposizione XC2

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

Per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{min} = 50\text{mm}$.

ACCIAIO PER CALCESTRUZZI

Per quanto riguarda l'acciaio costituenti le barre d'armatura è stato utilizzato il modello legame costitutivo del tipo Elastico-perfettamente plastico così come proposto dalla NTC2018 nel aragrafo 4.1.2.1.2.2.

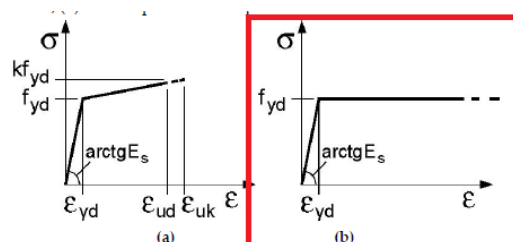


Fig. 4.1.3 - Modelli σ - ϵ per l'acciaio

I parametri meccanici caratteristici e di progetto riportati in Tabella 3 sono desunti dalle formulazioni riportate nella NTC2018 nel paragrafo 4.1.2.1.2.2 per l'acciaio.

Tabella 3 Parametri meccanici dell'acciaio B450C

ACCIAIO B450C		
f_{yk} [MPa]	450	Resistenza a trazione di snervamento caratteristica
E_s [MPa]	210000	Modulo elastico
γ_s	1,15	Coefficiente di sicurezza
f_{yd} [Mpa]	391,30	Resistenza a trazione di snervamento di progetto
ϵ_{yd}	0.001863	deformazione allo snervamento

Il peso specifico dell'acciaio è stato posto pari a 78.5kN/m³.

5. TIPOLOGIA DI TERRENO

Per i dettagli di caratterizzazione relativi alla morfologia dei terreni si rimanda alla **relazione geologica**.

Si riporta qui di seguito la stratigrafia del terreno in esame e il modello geotecnico.

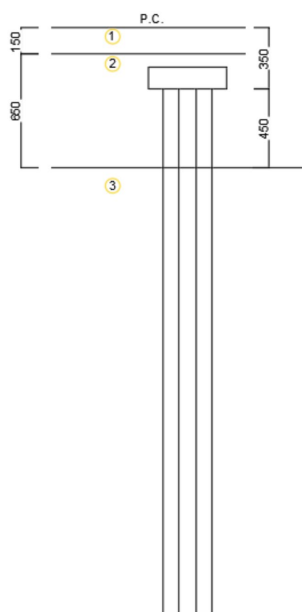


Figura 6 stratigrafia terreno (vedi relazione geologica)

Dalla **Relazione geologica** è possibile riscontrare che:

- 1) Le strutture fondali sono caratterizzate da ammassi rocciosi in calcari e calcarenitici entrambi fratturati di scarsa qualità
- 2) La falda è posta a notevole profondità: la fondazione non è interessata dall'influenza della falda
- 3) Categoria sottosuolo assegnata: B – NTC 2018
- 4) Categoria topografica: T – NTC 2018

Sono previsti i seguenti strati:

1. Strato 1: terreno di copertura
2. Strato 2: ammasso roccioso in calcareniti fratturati
3. Strato 3: ammasso roccioso in calcare fratturato

Si riportano qui di seguito i parametri caratteristici geotecnici.

Tabella 4 Parametri geotecnici caratteristici: strato 2

RQD		13%
RMR		22
Peso specifico	$\gamma_k \text{ sat} [\text{kN/m}^3]$	17,30
coesione	$c'k [\text{kN/m}^2]$	70
Coesione Non Drenata	$c_{uk} [\text{kN/m}^2]$	-
Angolo d'attrito	$\phi'k [^\circ]$	29
Modulo elastico	$E [\text{N/mm}^2]$	460
Poisson	ν	0,30

Lo spessore del secondo strato è 6,5m.

Tabella 5 Parametri geotecnici caratteristici: strato 3

RQD		16%
RMR		35
Peso specifico	$\gamma_k \text{ sat} [\text{kN/m}^3]$	20,70
coesione	$c'k [\text{kN/m}^2]$	117
Coesione Non Drenata	$c_{uk} [\text{kN/m}^2]$	-
Angolo d'attrito	$\phi'k [^\circ]$	33
Modulo elastico	$E [\text{N/mm}^2]$	1123
Poisson	ν	0,30

Il terzo strato si estende oltre alla punta dei pali.

La Normativa Tecnica per le Costruzioni classifica il terreno di fondazione in funzione della propria natura strutturale. Si riporta qui di seguito la Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per il caso in esame si attribuisce la categoria B.

I parametri geotecnici degli strati sopra elencati sono desunti dalla relazione geologica. Per quanto riguarda i moduli elastici si è fatto riferimento alle relazioni disponibili in letteratura.

I moduli elastici degli ammassi rocciosi possono essere dedotti dai parametri RMR, V_p e GSI con le seguenti relazioni.

RMR – Vp

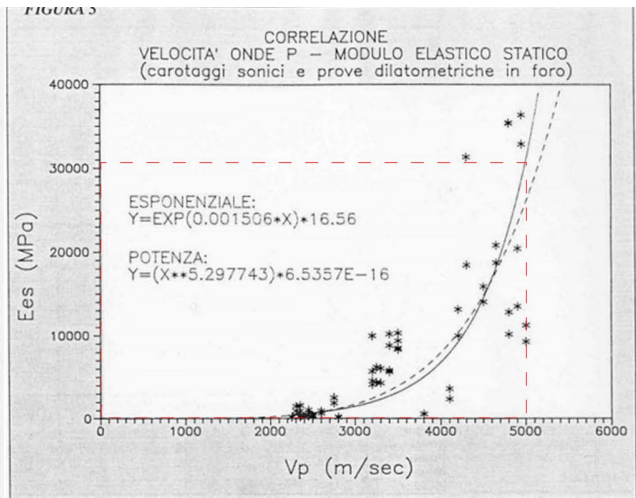
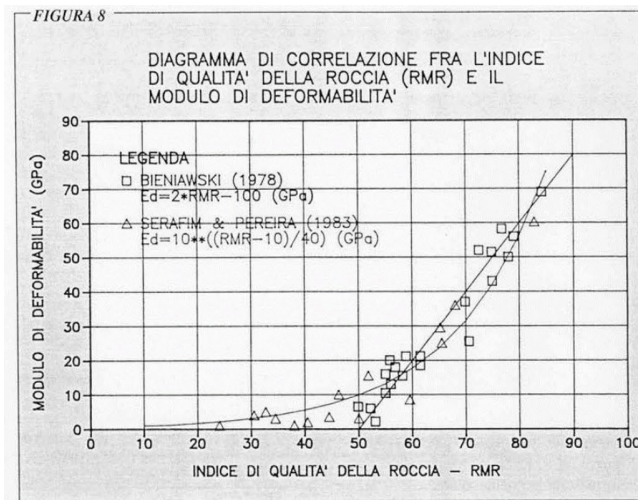


Figura 7 RMR- Vp - Modulo elastico statico

GSI

Per quanto riguarda il modulo di deformabilità dell'ammasso roccioso, viene espresso come segue:

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} < 100 \text{ MPa})$$

$$E_d = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (GPa) \rightarrow (\sigma_{ci} > 100 \text{ MPa})$$

dove $GSI = RMR_{\text{drenato}} - 5$

Qui di seguito i risultati di calcolo del modulo elastico statico in MPa.

Strato 2 calcareniti	
VP	68
	48
	752
RMR	622
	692
GSI	556
Estat	460

Strato 3 calcari	
VP	114
	158
	1524
RMR	1259
	1873
GSI	1811
Estat	1123

E _{din}	1125
------------------	------

E _{din}	3444
------------------	------

Per entrambi gli strati, viene preso in considerazione la media dei valori dei moduli elastici calcolati con le relazioni sopra esposte.

Per la determinazione delle velocità delle onde di compressione Vp e quelle di taglio Vs dedotte dalle analisi geologiche è stato opportuno avvalersi delle seguenti relazioni.

$$V_p = V_s \cdot [(1 - \nu)/(0,5 - \nu)]^{0,5}$$

- modulo di taglio $G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \gamma/g \cdot V_s^2$
- modulo di Young $E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \nu)$
- modulo edometrico $M_0 = \rho \cdot V_p^2 = \gamma/g \cdot V_p^2$

con

- ν = coefficiente di Poisson
- γ = peso di volume del terreno
- g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²).

6. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

Il calcolo strutturale, nonché la determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni, dei modi di vibrare e le verifiche degli elementi è stato effettuato mediante l'uso del software di calcolo agli elementi finiti (FEM) Sap2000 v.24.0.0.

Sono stati realizzati n.2 modelli:

- Modello n.1: modello con fondazione
- Modello n.2: modello con incastro alla base

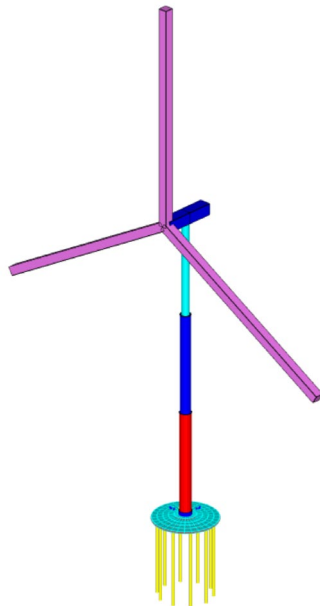


Figura 8 Modello 1 con fondazione

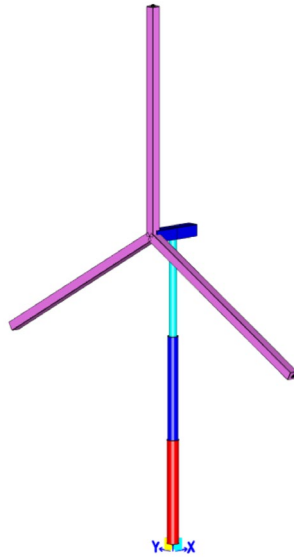


Figura 9 Modello 2 con incastro alla base

7. DESCRIZIONE DELLA MODELLAZIONE STRUTTURALE

Come accennato nel paragrafo precedente è stata studiata la struttura pala eolica comprensiva di struttura fondale mediante la modellazione della stessa agli elementi finiti (FEM). Sono stati utilizzati elementi frame per caratterizzare gli elementi costituenti la pala eolica e i pali di fondazione ed elementi shell per definire il plinto di fondazione in c.a.

Qui di seguito il modello “fili” della struttura.

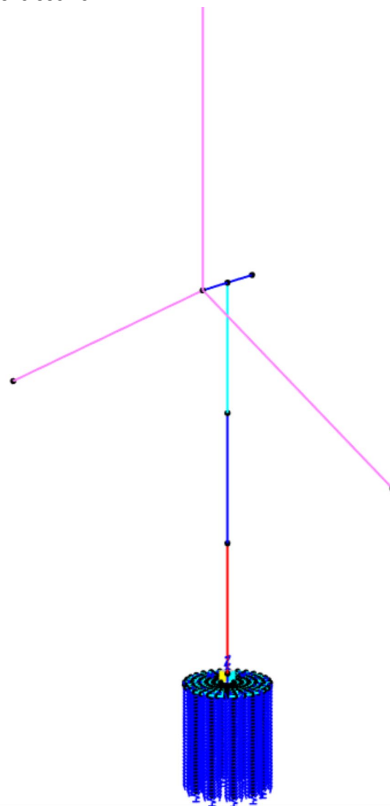


Figura 10 Modello della struttura (Fili)

Qui di seguito le sezioni assegnate.

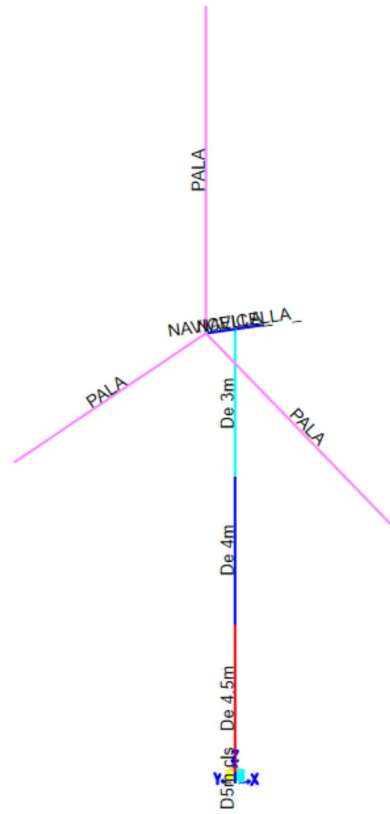


Figura 11 sezioni pala eolica

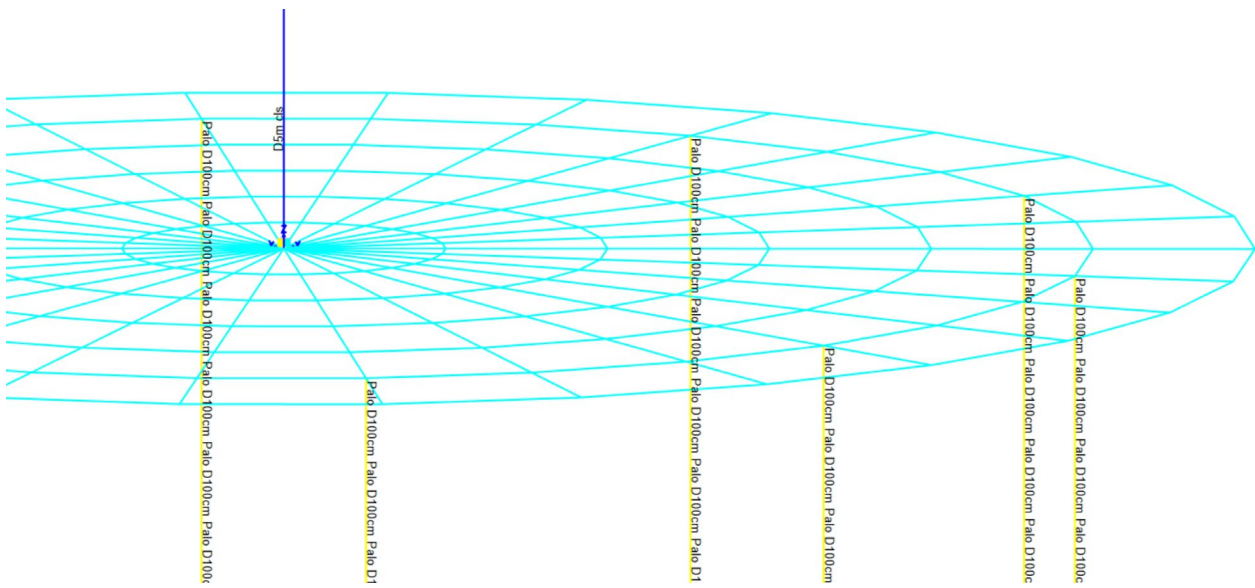


Figura 12 sezione palo D100cm

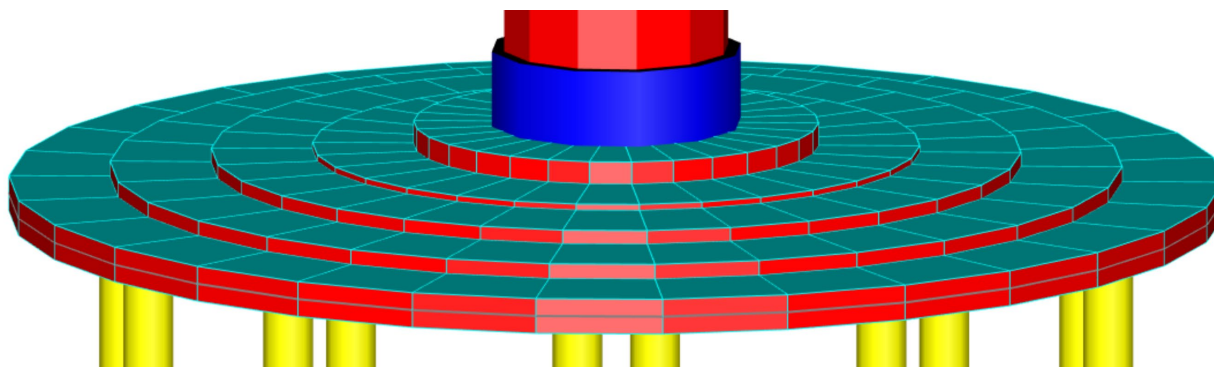


Figura 13 Plinto circolare a sezione variabile

Dalla figura precedente, si nota che è l'attacco torre eolica al plinto è stato modellato mediante l'utilizzo di un elemento frame cilindrico avente peso pari a 0 e avente diametro superiore a quello della pala eolica al fine di irrigidire la sezione terminale della torre stessa (elemento blu).

Al fine della corretta modellazione, sono state assegnate le seguenti geometrie ad ogni elemento strutturale. Per ogni sezione, è stato calcolato il peso specifico "fittizio" che consente di ottenere un peso totale della pala eolica come quello indicato nella scheda tecnica (vedi Tabella 8).

Tabella 6 bilanciamento delle masse

	De	sp	Di	B	H	L	Volume	Peso specifico	Peso
	m	m	m	m	m	m	m ³	kN/m ³	kN
Pala 1				3,2	3,2	85	870,4	0,51	442
Pala 2				3,2	3,2	85	870,4	0,51	442
Pala 3				3,2	3,2	85	870,4	0,51	442
Navicella				4,2	4,2	20	352,8	4,25	1500
Fusto1	4,5	0,05	4,4			38,3	26,78	78,50	2102,35
Fusto 2	4	0,03	3,94			38,3	14,34	78,50	1125,35
Fusto 3	3	0,03	2,94			38,3	10,72	78,50	841,89
TOT									6896

La torre eolica, per semplicità di modellazione, è stata suddivisa in tre fusti (fusto 1, fusto2 e fusto3) a cui sono state assegnate le proprietà indicate nella tabella precedente e peso specifico pari a quello dell'acciaio. Il peso della torre eolica è pari a $2102,35+1125,35+842,89 = 4000$ kN confrontabile con quello dedotto dalla scheda tecnica in Tabella 7.

L'assegnazione geometrica ha cercato di rispettare gli ingombri medi indicati dalla scheda tecnica e indicate nelle figure indicate nei capitoli introduttivi.

La valutazione delle masse ha dipeso, quindi, dalla geometria al fine del calcolo sismico. Inoltre, il rispetto delle geometrie e delle superfici permette la corretta valutazione delle spinte del vento.

Talla tabella di scheda (FZ, Tabella 8) il peso della pala eolica è pari a 6826 kN confrontabile con quella calcolata manualmente nella tabella precedente.

Dall'immagine seguente si nota che il sistema di riferimento XYZ è stato posto alla base della torre eolica ed è compatibile con il sistema di riferimento della scheda tecnica in Figura 16.

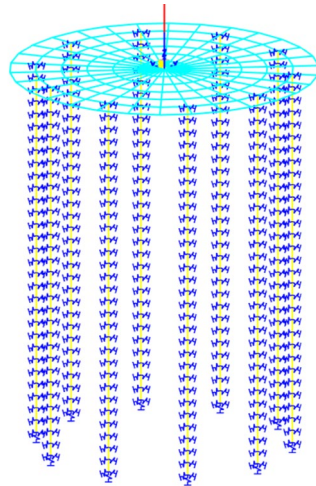


Figura 14 modello fondazione e posizione del sistema di riferimento

Il modello n.1, come detto precedentemente, è comprensivo della struttura fondale: ai pali sono state assegnate molle traslazionali lungo tutta la loro lunghezza avente rigidezza valutata nel cap. 17. Inoltre alla punta dei pali sono state assegnate molle verticali. Al plinto di fondazione sono state assegnate molle di Winkler verticali.

Qui di seguito il modello con incastro alla base.

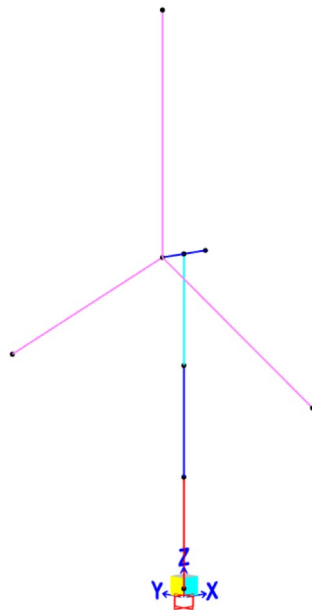


Figura 15 modello con incastro perfetto alla base

8. VALUTAZIONE DELLE AZIONI GRAVITAZIONALI ED ORIZZONTALI STATICHE

Al fine di valutare le caratteristiche delle sollecitazioni della struttura fondale sono stati valutati i pesi che gravano su di essa, nonché i carichi verticali permanenti strutturali G1, i carichi permanenti non strutturali G2, i carichi accidentali Qk e l'azione sismica. Inoltre, sono stati considerati gli effetti derivanti delle azioni termiche e del vento.

8.1. ANALISI DEI CARICHI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI

Come accennato nei paragrafi precedenti il modello di pala eolica è del tipo SG 6.0-170 -115.

6. Disegno di elevazione

6.1. SG 6.0-170 115 m

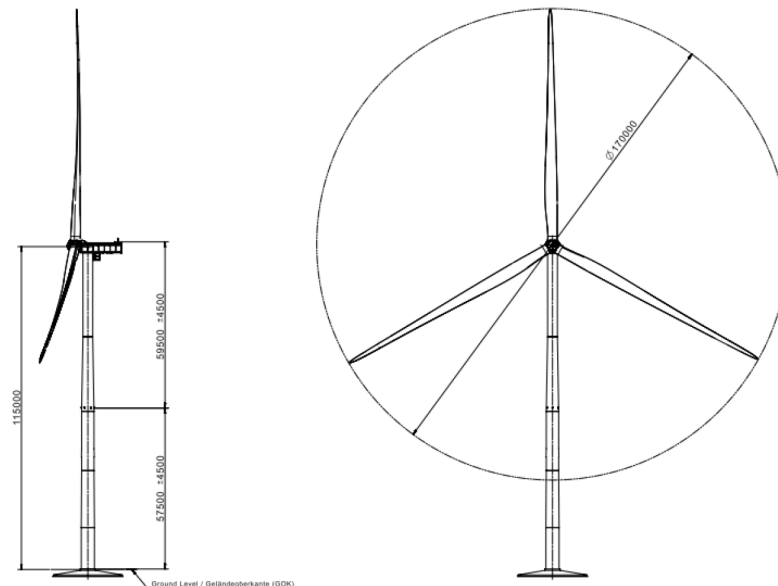


Figura 16 SG. 6.0-170 115

Nel documento D2056872_031 SG è indicato il peso totale della torre suddivisa per le 5 sezioni (tronchi). Qui di seguito viene riportata la specifica tecnica.

Tabella 7 peso della torre

8.5. Tower hub height 115m CS Germany. Tapered tubular steel tower

T115-53A_Rev01a	Section 1	Section 2	Section 3	Section 4	Section 5
External diameter upper flange (m)	4,500	4,394	4,386	4,021	3,503
External diameter lower flange (m)	4,500	4,500	4,394	4,386	4,021
Section's height (m)	12,292	16,520	21,280	30,240	32,082
Flange type [bottom-top]	T-T	T-L	L-L	L-L	L-Top
Total weight (kg)	84720	82737	81957	80443	70030
Total Tower weight (kg)	399887				

Nel documento D2370721-004 SG vengono riportati gli scarichi in fondazione della pala eolica secondo il seguente sistema di riferimento.

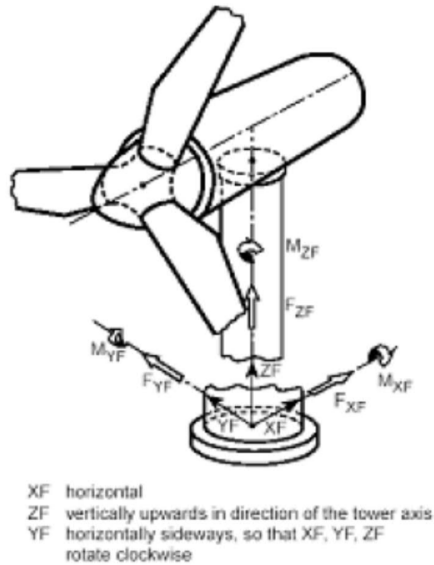


Figura 17 sistema di riferimento XYZ

Qui di seguito gli scarichi in fondazione della pala eolica in esame.

Tabella 8 scarichi in fondazione da scheda tecnica

Extreme load

The extreme loads for the design of the SG 6.0-170 T115-50A foundations are shown in Table 3.

Load case	Load factor	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	F_{xy} (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	M_z (kNm)	M_{xy} (kNm)
D1c22_3bn_V11.0_n_s7	1,1	1688,55	55,55	-7508,71	1689,47	4580,25	196184,46	412,39	196237,91
D1c22_3bn_V11.0_n_s7	1.0	1535,05	50,5	-6826,1	1535,88	4163,87	178349,5	374,9	178398,1

Table 3 SG 6.0-170 HH115m Factored/Unfactored Extreme loads at tower bottom

The loads provided by Siemens Gamesa as “Extreme Loads” in this section are the maximum static loads for the specific wind turbine calculated according to IEC 61400 or DIBt standard for each site class. These loads must not be combined with any other type of load. They include the dynamic behaviour of the structure and correspond to the most unfavourable case at the base of the wind turbine among the different load cases, according to IEC 61400 or DIBt. Therefore, the loads provided by Siemens Gamesa as “Extreme Loads” are directly the foundation design loads. They shall not be divided or combined with any other load.

Nella tabella precedente vengono evidenziati le azioni non fattorializzate. In particolare si evince che il carico verticale F_z equivale al peso totale della sovrastruttura. Pertanto si ottiene che:

- Peso torre = 4000 kN
- Peso 3 pale + navicella = 6826,1 kN – 4000 kN = 2826,10 kN
- Peso totale = F_z = 6826,10 kN

Qui di seguito l’applicazione degli scarichi alla base della torre NON Fattorializzati.

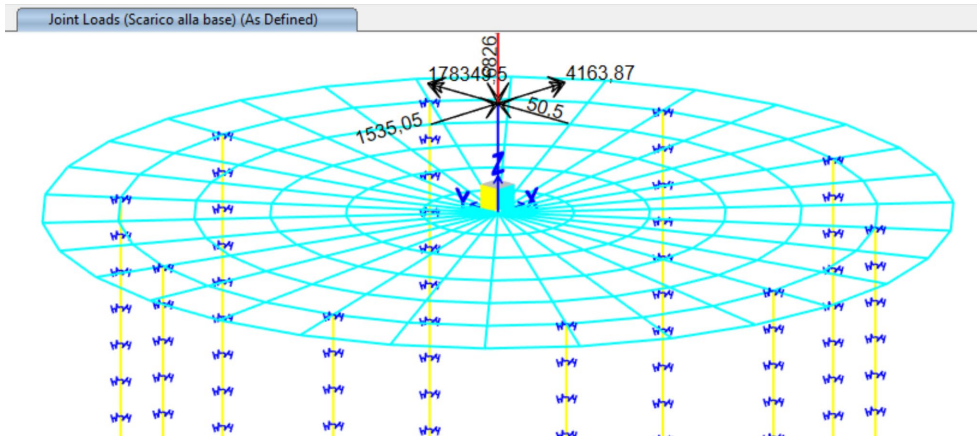


Figura 18 scarichi alla base NON Fattorializzati

8.2. DEFINIZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE

La Normativa Tecnica per le Costruzioni vigente del 2018 prevede l'applicazione del carico da neve sui tetti o sulle superfici in genere.

In particolare il sito oggetto di costruzione ricade nella Zona III a cui corrisponde un carico da neve caratteristico pari a 0.60kN/m^2 per un'altitudine sul livello del mare inferiore a 200m (vedi Figura 18).

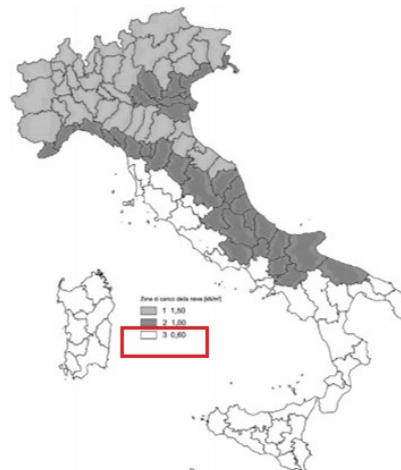


Fig. 3.4.1 - Zone di carico della neve

Figura 19 Zonazione del territorio italiano per il carico da Neve (NTC2018)

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.2]$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.3]$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.4]$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

Agrigento, **Brindisi**, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m} \quad [3.4.5]$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

La NTC2018 prevede la definizione del Coefficiente di esposizione della struttura nel paragrafo **3.4.4.** (Figura 19).

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 20 Coefficiente di esposizione (NTC2018)

Noto il coefficiente di esposizione C_E si è passati al calcolo del carico da neve di progetto su superfici orizzontali (0 gradi).

Tabella 9 Stima del carico da neve

Zona.neve	III	
a_s [m]	60	altitudine sul livello del mare
$a_{s,lim}$ [m]	200	
q_{sk} [kN/m ²]	0,6	carico da neve caratteristico da zona
α_1 [°]	0	inclinazione della falda 1
μ	0,80	coefficiente di forma della falda
C_E	1	Coefficiente di esposizione
C_t	1	Coefficiente termico
q_s [kN/m ²]	0,48	Carico da neve sulla falda

Il carico da neve stimato è pari a 0,48 kN/m².

Tale carico viene applicato sia sulla navicella che sulle pale.

- CARICO SULLA NAVICELLA= $0,48 \text{ kN/m}^2 * 4,2\text{m} = 2 \text{ kN/m}$
- CARICO SULLE PALE = $0,48 \text{ kN/m}^2 * 3,2\text{m} = 1,55 \text{ kN/m}$

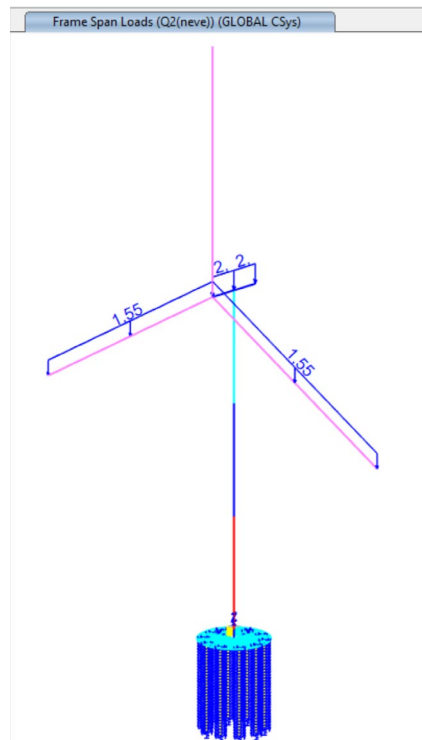


Figura 21 carico neve

8.3. DEFINIZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali, come in questo caso, tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti definite nel cap. 3.3 della Normativa Tecnica per le Costruzioni 2018.

I parametri che entrano in gioco per la modellazione delle azioni orizzontali da vento sono essenzialmente:

- Velocità di base di riferimento (V_b) in funzione del sito e del coefficiente di altitudine (c_a);
- Velocità di riferimento (V_r) in funzione del periodo di ritorno di progetto (T_R);
- Coefficiente di esposizione;
- Coefficiente di pressione;
- Coefficiente dinamico
- Pressione cinetica di riferimento

Attraverso tali parametri è possibile valutare la pressione del vento secondo la formula definita nel paragrafo 3.3.4 delle NTC2018.

Si riportano qui di seguito i settaggi per la valutazione delle azioni di vento di progetto.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

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 15 m
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	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

	ZONE 1,2,3,4,5					
	costa	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

Si riportano qui di seguito i valori numerici di calcolo.

Zona.vento	3	
a_s [m]	60	altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione
$V_{b,0}$ [m/s]	27	
a_0 [m]	500	
K_s	0,37	
C_a	1	coefficiente di altitudine
V_b [m/s]	27	Velocità di base di riferimento
T_R [anni]	50	periodo di ritorno
c_r	1,0007	coefficiente di ritorno
V_r [m/s]	27,02	velocità di riferimento
ρ [kg/m ³]	1,25	densità dell'aria
q_r [N/m ²]	456,29	pressione cinetica di riferimento

	D	Classe di rugosità del terreno
	2	Categoria di esposizione del sito (I,II,III,IV,V =1,2,3,4,5)
K_r	0,19	
Z_0 [m]	0,05	
Z_{min} [m]	4	
c_t	1	coefficiente di topografia (posto pari a 1 per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane)
c_d	1	coefficiente dinamico
c_f	0,01	coefficiente d'attrito

Qui di seguito le velocità operative dell'aerogeneratore.

Dati operativi

Velocità del vento in entrata3 m/s

Velocità nominale del vento11,0 m/s (vento costante
senza turbolenze, come
definito da IEC61400-1)

Spegnimento della velocità del vento25

m/s Riavvio della velocità del vento22 m/s

Si riporta qui di seguito l'andamento grafico della pressione del vento di progetto in funzione dell'altezza Z.

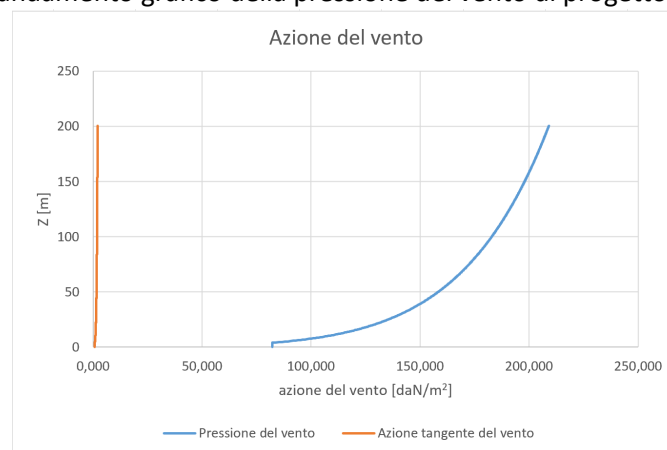


Figura 22 Andamento dell'azione del vento

Per le superfici cilindriche il calcolo del coefficiente di pressione C_p è esposto nella seguente figura e dipende dalla scabrezza della superficie nonché dal numero di Reynolds.

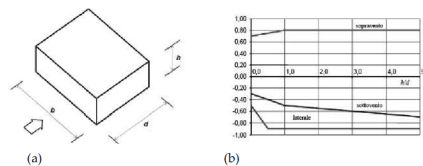
Diametro della torre		$d_{min} =$	3.00		
		$d_{max} =$	4.50		
Lunghezza caratteristica "l"		diametro medio $d_m =$	3.75		
Numero di Reynolds		Re (z_{min}) =	5491065		
		Re (z_{max}) =	9747833		
Scabrezza		k =	0.00002 m	0.02 mm	
		b =	3.75		
		k/b =	5.33 E-06		
		$c_{fco} (A) =$	0.00 minimo		
			0.00 massimo		
		$c_{fco} (B) =$	0.75 minimo		
			0.77 massimo		
		$\lambda = 0.7 * L/l$	22.73		
		$\psi_x = 0,6 + 0,1 * \log_{10}(\lambda)$	/	$1 \leq \lambda \leq 10$	
		$\psi_x = 0,45 + 0,25 * \log_{10}(\lambda)$	0.79	$10 \leq \lambda \leq 100$	
		$\psi_x = 0,61 + 0,17 * \log_{10}(\lambda)$	/	$100 \leq \lambda \leq 1000$	
		$c_{fvo} =$	0.00		
		$c_{mzo} =$	0.00		
		$c_{fx} =$	0.59 minimo		
			0.61 massimo		
Pressione cinetica in funzione di c_e (per determinare c_p)					
	minima	$q = q_r * c_{e,min}$	82.04 daN/m ²		
	massima	$q = q_r * c_{e,max}$	189.10 daN/m ²		
Coefficiente di pressione		$C_p =$	0.77		
Coefficiente dinamico		$C_d =$	1.00		
Pressione del vento		$p = q_r * c_e * C_p * C_d$			

Per le superfici circolari costituenti la torre si ottiene che C_p è pari a 0,77.

Per le superfici piane viene utilizzato il paragrafo C3.3.8.1.1 della Circolare della NTC2018.

C3.3.8.1.1 Pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.1



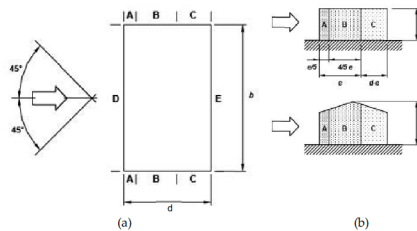
a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.1: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali

Faccia sopravento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

I coefficienti locali $c_{pe,10}$ e di dettaglio $c_{pe,1}$ da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.3 e in Tabella C3.3.II, il valore della dimensione e è pari al minimo tra b e $2h$.



a) Schema planimetrico di riferimento
b) Suddivisione delle pareti verticali di edificio a pianta rettangolare in zone di uguale pressione (prospetti laterali)

Figura C3.3.3

Pe $h/d > 1$ si ottiene che C_p è pari a 0,80.

Per ogni elemento strutturale costituente l'aerogeneratore, viene calcolato il carico da vento tenendo conto della loro quota e delle loro dimensioni.

	B	z	q	cp	$c_p \cdot q$	W
	m	m	kN/m ²		kN/m ²	kN/m
Pala	3,2	158	2,00	0,8	1,60	5,12
Navicella	4,2	115	1,88	0,8	1,50	6,32
D3	3,00	96	1,81	0,77	1,40	4,19
D4	4,00	57	1,63	0,77	1,25	5,01
D4,5	4,50	19	1,27	0,77	0,97	4,39

Sul fronte e retro della navicella viene applicato un carico puntuale di $1,88\text{kN/m}^2 \cdot 0,8 \cdot 4,2\text{m} \cdot 4,2\text{m} = 26,50\text{ kN}$.

Qui di seguito l'applicazione del carico da vento nelle quattro direzioni (W+x; W+y, W-x, W-y).

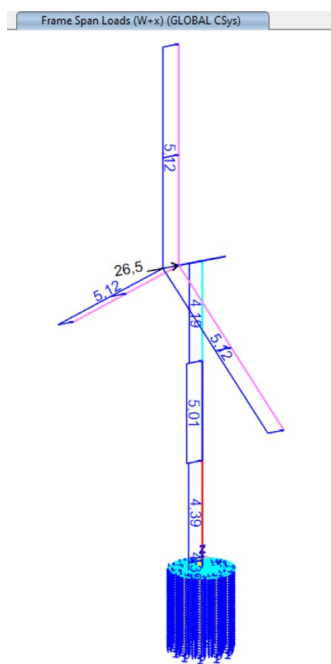


Figura 23 W+x

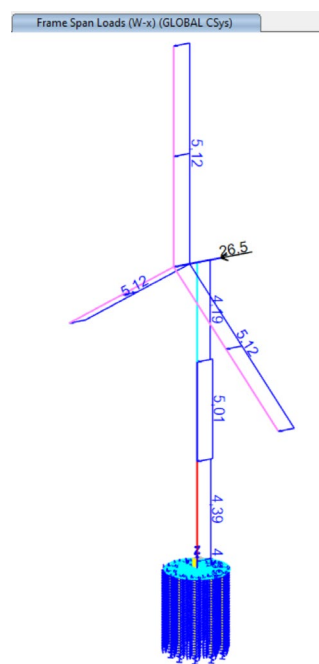


Figura 24 W-x

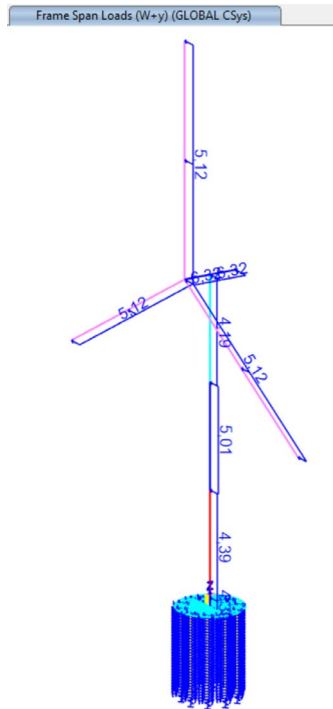


Figura 25 W+y

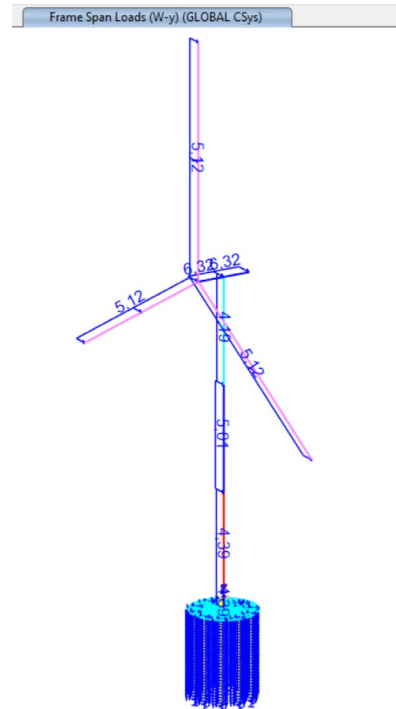


Figura 26 W-y

8.4. DEFINIZIONE DEL CARICO TERMICO

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti. Il capitolo 3.5 della NTC2018 espone il calcolo dell'azione termica. In particolare, viene preso in considerazione il paragrafo 3.5.5.

3.5.5. AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente ΔT_u , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura T nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

Qui di seguito l'applicazione del carico termico.

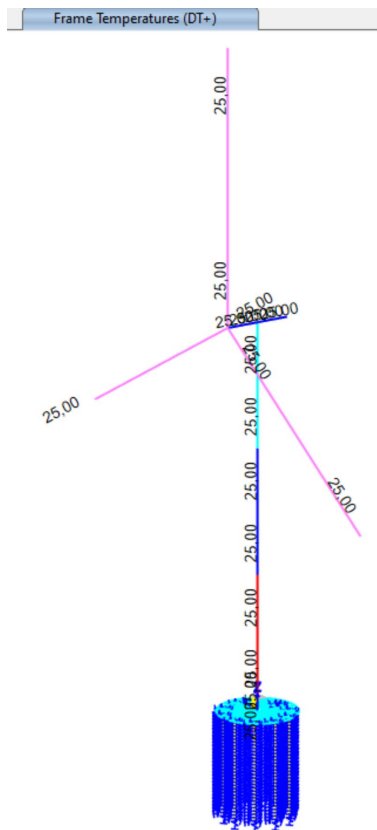


Figura 27 DT+ = 25°C

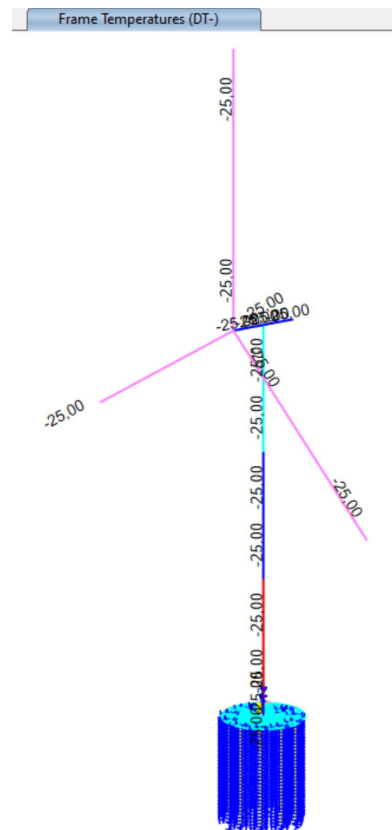


Figura 28 DT- = -25°C

8.5. DEFINIZIONE DEI CARICHI ACCIDENTALI

Il Paragrafo 3.1.4 delle NTC2018 definisce i carichi accidentali a seconda delle categorie d'uso della costruzione. In particolare la struttura è caratterizzata da orizzontamenti di categoria H per coperture accessibili alla sola manutenzione.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, paleoscerici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Per la destinazione d'uso di Cat. H coperture per sola manutenzione, il carico da Normativa vigente deve essere uguale a 0,50kN/m².

In questo caso il carico da manutenzione viene applicato sulla navicella e pertanto si ottiene che:
 $q_{\text{man}} = 0,50 \text{ kN/m}^2 \times 4,2\text{m} = 2,10 \text{ kN/m}$.

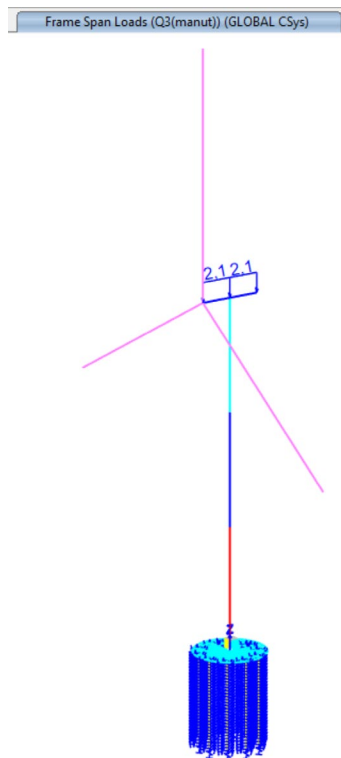


Figura 29 manutenzione

9. VERIFICHE DI REGOLARITA'

La verifica di regolarità della costruzione è regolamentata dal paragrafo 7.2.1 delle NTC2018 così come segue

7.2.1. CARATTERISTICHE GENERALI DELLE COSTRUZIONI

REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;

- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

Qualora, immediatamente al di sopra della fondazione, sia presente una struttura scatolare rigida, purché progettata con comportamento non dissipativo, i controlli sulla regolarità in altezza possono essere riferiti alla sola struttura sovrastante la scatolare, a condizione che quest'ultima abbia rigidezza rispetto alle azioni orizzontali significativamente maggiore di quella della struttura ad essa sovrastante. Tale condizione si può ritenere soddisfatta se gli spostamenti della struttura sovrastante la scatolare, valutati su un modello con incastri al piede, e gli spostamenti della struttura sovrastante, valutati tenendo conto anche della deformabilità della struttura scatolare, sono sostanzialmente coincidenti.

La struttura oggetto di valutazioni statiche e sismiche non rispetta i punti sopra citati. Infatti si attribuiscono le seguenti regolarità:

- Regolarità in pianta: SI
- Regolarità in altezza: NO

10.DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA MEDIANTE SPETTRI DI PROGETTO S.L.U E S.L.E

L'azione sismica sulle costruzioni è stata valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si è operato come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica è stata definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso.

Nel caso in esame, si adotta una classe d'uso II.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

2.4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{vr} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica:

- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tabella 10 Parametri della struttura

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)
- F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale
- T_b è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- T_c è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- T_d è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

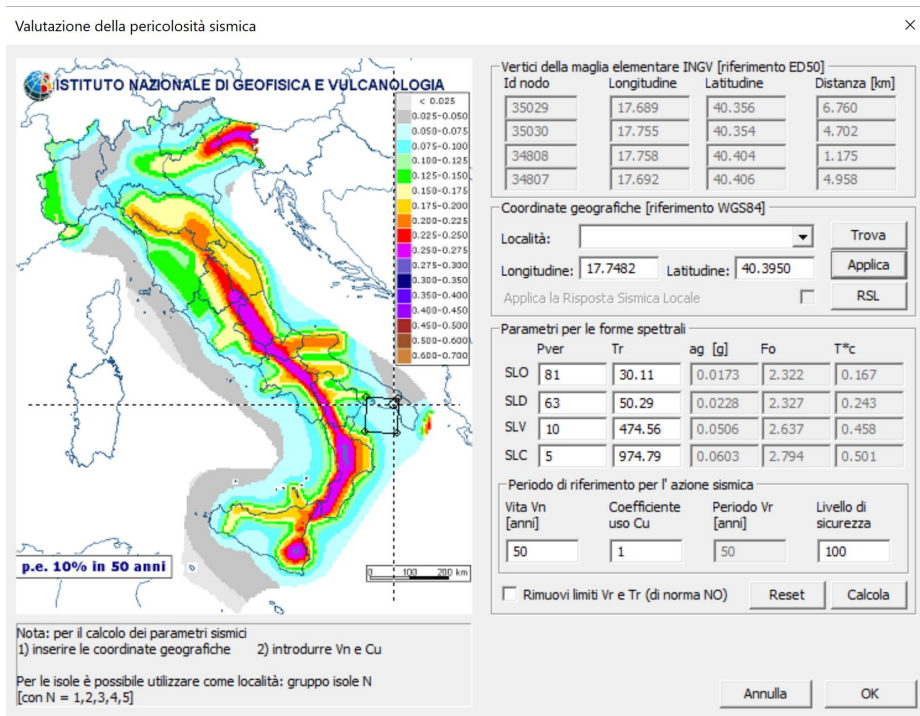


Figura 30 Sito di riferimento nella mappa dell'INGV

Tabella 11 posizione della maglia di interpolazione del sito di riferimento:

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
Loc.	17.748	40.395	Km
35029	17.689	40.356	6.760
35030	17.755	40.354	4.702
34808	17.758	40.404	1.175
34807	17.692	40.406	4.958

Tabella 12 Parametri sismici del sito di riferimento

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	30.1	0.017	2.322	0.167
SLD	63.0	50.3	0.023	2.327	0.243
SLV	10.0	474.6	0.051	2.637	0.458
SLC	5.0	974.8	0.060	2.794	0.501

Tabella 13 Parametri degli spettri elastici

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.017	1.200	2.322	0.412	0.088	0.263	1.669
SLD	0.023	1.200	2.327	0.474	0.118	0.355	1.691
SLV	0.051	1.200	2.637	0.801	0.196	0.589	1.802
SLC	0.060	1.200	2.794	0.926	0.211	0.633	1.841

Gli spettri elastici orizzontali valutati sono:

- SLO: Stato Limite di Operatività
- SLD: Stato Limite di Danno
- SLV: Stato Limite di Salvaguardia della Vita
- SLC: Stato Limite di Collasso

Gli spettri elastici sono riportati nella figura seguente.

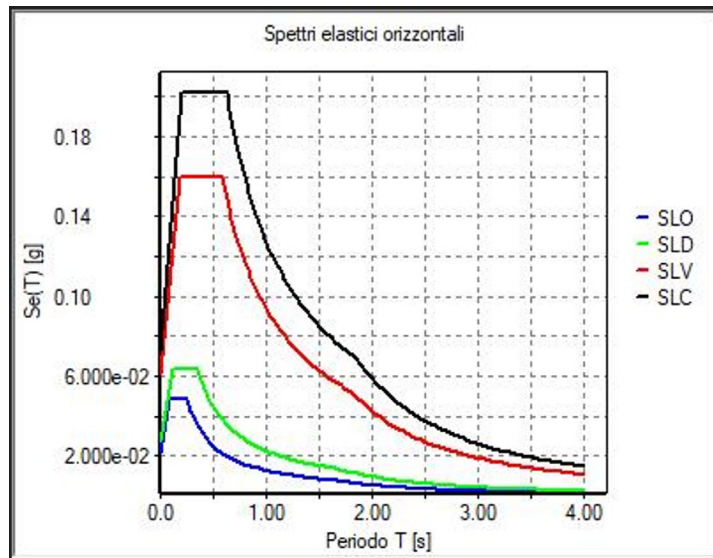


Figura 31 spettri elastici

Una volta definita la classe d'uso della costruzione come mostra la Figura 31, si è passati alla valutazione del fattore di comportamento così come prevede il cap. 7 delle NTC2018 per le costruzioni in cemento e acciaio.

Figura 32 Classe d'uso II

Identificata la classe d'uso si è passati alla fase successiva: calcolo dei fattori di comportamento.

Calcolo dei fattori di comportamento secondo il D.M. 17/01/2018

Caratteristiche costruzione	
Tipo di costruzione	Nuova
Costruzione regolare in pianta	<input checked="" type="checkbox"/>
Costruzione regolare in altezza	<input type="checkbox"/>
Fattore di regolarità Kr =	0,8
Capacità dissipativa	Comportamento non dissipativo (ND)
Parametri fattore in direzione x e y	
Sistema costruttivo	Acciaio o composto acciaio-calcestruzzo
Tipologia strutturale	Strutture a mensola o a pendolo inverso
Valore base fattore q0 =	2,000
Fattore dissipativo qd =	1,600 (q0 x Kr)
Fattore non dissipativo qnd =	1,067 (2/3 x qd <= 1,5)
Fattori di comportamento utilizzati	
Dissipativi	
q SLU x =	1,600
q SLU y =	1,600
q SLU z =	1,500
Non dissipativi	
q SLU x =	1,067
q SLU y =	1,067
q SLU z =	1,500

Figura 33 calcolo fattori di comportamento

I fattori di comportamento calcolati per una “struttura a mensola o a pendolo inverso” non dissipativa come l’aerogeneratore assumono il valore di 1,067. Si assume, quindi, un fattore di comportamento pari ad 1. Lo spettro di progetto coincide, quindi, con quelli elastico.

11.DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

$$G_1 + G_2 + A_d + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.1

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini, ...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli <= 30kN)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli > 30kN)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota <= 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2018 Tabella 2.6.1

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

La tabella seguente tabella mostra le combinazioni dei casi di carico con i coefficienti moltiplicativi dei carichi.

		SUPER G1	Q2 (neve)	Q3 (man)	DT+	DT-	W+x	W+y	W-x	W-y	W+z	Ex	Ey	Ez
COMB1	SLU1	1,3	0,75	0	0,9	0	0,9	0	0	0	0,9	0	0	0
COMB2	SLU2	1,3	0,75	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0
COMB3	SLU3	1,3	0,75	0	0,9	0	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0
COMB4	SLU4	1,3	0,75	0	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0
COMB5	SLU5	1,3	0,75	0	0	0,9	0,9	0	0	0	0,9	0	0	0
COMB6	SLU6	1,3	0,75	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0
COMB7	SLU7	1,3	0,75	0	0	0,9	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0
COMB8	SLU8	1,3	0,75	0	0	0,9	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0
COMB9	SLU9	1,3	1,5	0	0,9	0	0,9	0	0	0	0,9	0	0	0
COMB10	SLU10	1,3	1,5	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0
COMB11	SLU11	1,3	1,5	0	0,9	0	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0
COMB12	SLU12	1,3	1,5	0	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0
COMB13	SLU13	1,3	1,5	0	0	0,9	0,9	0	0	0	0,9	0	0	0
COMB14	SLU14	1,3	1,5	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0
COMB15	SLU15	1,3	1,5	0	0	0,9	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0
COMB16	SLU16	1,3	1,5	0	0	0,9	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0
COMB17	SLU17	1,3	0,75	1,5	0,9	0	0,9	0	0	0	0,9	0	0	0
COMB18	SLU18	1,3	0,75	1,5	0,9	0	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0
COMB19	SLU19	1,3	0,75	1,5	0,9	0	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0
COMB20	SLU20	1,3	0,75	1,5	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0
COMB21	SLU21	1,3	0,75	1,5	0	0,9	0,9	0	0	0	0,9	0	0	0
COMB22	SLU22	1,3	0,75	1,5	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0
COMB23	SLU23	1,3	0,75	1,5	0	0,9	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0
COMB24	SLU24	1,3	0,75	1,5	0	0,9	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0
COMB25	SLU25	1,3	0,75	0	1,5	0	0,9	0	0	0	0,9	0	0	0
COMB26	SLU26	1,3	0,75	0	1,5	0	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0
COMB27	SLU27	1,3	0,75	0	1,5	0	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0
COMB28	SLU28	1,3	0,75	0	1,5	0	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0
COMB29	SLU29	1,3	0,75	0	0	1,5	0,9	0	0	0	0,9	0	0	0
COMB30	SLU30	1,3	0,75	0	0	1,5	0	0,9	0	0	0,9	0	0	0
COMB31	SLU31	1,3	0,75	0	0	1,5	0	0	0,9	0	0,9	0	0	0

		SUPER G1	Q2 (neve)	Q3 (man)	DT+	DT-	W+x	W+y	W-x	W-y	W+z	Ex	Ey	Ez
COMB32	SLU32	1,3	0,75	0	0	1,5	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0
COMB33	SLU33	1,3	0,75	0	0,9	0	1,5	0	0	0	1,5	0	0	0
COMB34	SLU34	1,3	0,75	0	0,9	0	0	1,5	0	0	1,5	0	0	0
COMB35	SLU35	1,3	0,75	0	0,9	0	0	0	1,5	0	1,5	0	0	0
COMB36	SLU36	1,3	0,75	0	0,9	0	0	0	0	1,5	1,5	0	0	0
COMB37	SLU37	1,3	0,75	0	0	0,9	1,5	0	0	0	1,5	0	0	0
COMB38	SLU38	1,3	0,75	0	0	0,9	0	1,5	0	0	1,5	0	0	0
COMB39	SLU39	1,3	0,75	0	0	0,9	0	0	1,5	0	1,5	0	0	0
COMB40	SLU40	1,3	0,75	0	0	0,9	0	0	0	1,5	1,5	0	0	0
COMB41	SLV1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3
COMB42	SLV2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0,3	0,3
COMB43	SLV3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0,3
COMB44	SLV4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0,3	-0,3
COMB45	SLV5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3
COMB46	SLV6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	1	0,3
COMB47	SLV7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0,3
COMB48	SLV8	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	1	-0,3
COMB49	SLV9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	1
COMB50	SLV10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	0,3	1
COMB51	SLV11	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	1
COMB52	SLV12	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	-0,3	1
COMB53	SLO1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3
COMB54	SLO2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0,3	0,3
COMB55	SLO3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0,3
COMB56	SLO4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0,3	-0,3
COMB57	SLO5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3
COMB58	SLO6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	1	0,3
COMB59	SLO7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0,3
COMB60	SLO8	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	1	-0,3
COMB61	SLO9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	1
COMB62	SLO10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	0,3	1
COMB63	SLO11	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	1
COMB64	SLO12	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	-0,3	1
COMB65	SLD1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3
COMB66	SLD2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0,3	0,3
COMB67	SLD3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	-0,3
COMB68	SLD4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-0,3	-0,3
COMB69	SLD5	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3
COMB70	SLD6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	1	0,3
COMB71	SLD7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	1	-0,3
COMB72	SLD8	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	1	-0,3
COMB73	SLD9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	0,3	1
COMB74	SLD10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	0,3	1
COMB75	SLD11	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3	-0,3	1
COMB76	SLD12	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,3	-0,3	1
COMB77	SLE(r)1	1	0,5	0	0,6	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0

		SUPER G1	Q2 (neve)	Q3 (man)	DT+	DT-	W+x	W+y	W-x	W-y	W+z	Ex	Ey	Ez
COMB78	SLE(r)2	1	0,5	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0
COMB79	SLE(r)3	1	0,5	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0
COMB80	SLE(r)4	1	0,5	0	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0
COMB81	SLE(r)5	1	0,5	0	0	0,6	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0
COMB82	SLE(r)6	1	0,5	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0
COMB83	SLE(r)7	1	0,5	0	0	0,6	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0
COMB84	SLE(r)8	1	0,5	0	0	0,6	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0
COMB85	SLE(r)9	1	1	0	0,6	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0
COMB86	SLE(r)10	1	1	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0
COMB87	SLE(r)11	1	1	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0
COMB88	SLE(r)12	1	1	0	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0
COMB89	SLE(r)13	1	1	0	0	0,6	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0
COMB90	SLE(r)14	1	1	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0
COMB91	SLE(r)15	1	1	0	0	0,6	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0
COMB92	SLE(r)16	1	1	0	0	0,6	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0
COMB93	SLE(r)17	1	0,5	1	0,6	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0
COMB94	SLE(r)18	1	0,5	1	0,6	0	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0
COMB95	SLE(r)19	1	0,5	1	0,6	0	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0
COMB96	SLE(r)20	1	0,5	1	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0
COMB97	SLE(r)21	1	0,5	1	0	0,6	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0
COMB98	SLE(r)22	1	0,5	1	0	0,6	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0
COMB99	SLE(r)23	1	0,5	1	0	0,6	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0
COMB100	SLE(r)24	1	0,5	1	0	0,6	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0
COMB101	SLE(r)25	1	0,5	0	1	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0
COMB102	SLE(r)26	1	0,5	0	1	0	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0
COMB103	SLE(r)27	1	0,5	0	1	0	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0
COMB104	SLE(r)28	1	0,5	0	1	0	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0
COMB105	SLE(r)29	1	0,5	0	0	1	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0
COMB106	SLE(r)30	1	0,5	0	0	1	0	0,6	0	0	0,6	0	0	0
COMB107	SLE(r)31	1	0,5	0	0	1	0	0	0,6	0	0,6	0	0	0
COMB108	SLE(r)32	1	0,5	0	0	1	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0
COMB109	SLE(r)33	1	0,5	0	0,6	0	1	0	0	0	1	0	0	0
COMB110	SLE(r)34	1	0,5	0	0,6	0	0	1	0	0	1	0	0	0
COMB111	SLE(r)35	1	0,5	0	0,6	0	0	0	1	0	1	0	0	0
COMB112	SLE(r)36	1	0,5	0	0,6	0	0	0	0	1	1	0	0	0
COMB113	SLE(r)37	1	0,5	0	0	0,6	1	0	0	0	1	0	0	0
COMB114	SLE(r)38	1	0,5	0	0	0,6	0	1	0	0	1	0	0	0
COMB115	SLE(r)39	1	0,5	0	0	0,6	0	0	1	0	1	0	0	0
COMB116	SLE(r)40	1	0,5	0	0	0,6	0	0	0	1	1	0	0	0

Inoltre è presente la combinazione EXTREME LOAD (fattorializzata con coefficiente 1,1) come da specifica tecnica non combinata con le combinazioni precedenti.

Per tutte le combinazioni sono stati effettuati i seguenti involuppi:

- INVILUPPO SLU
- INVILUPPO SLV
- INVILUPPO SLU+SLV

- INVILUPPO SLU+SLV+EXTREME

12.ANALISI MODALE

Il primo passo per la determinazione delle caratteristiche delle sollecitazioni è stato quello di identificare i modi di vibrare della struttura. In particolare attraverso questa analisi dinamica lineare è stato possibile definire i periodi propri della struttura e le masse partecipanti. Questo è stato possibile grazie alla definizione delle geometrie degli elementi strutturali, nonché dei materiali che li costituiscono in termini di masse e rigidità.

Le tabelle riportate in questo paragrafo mostrano appunto i risultati dell'analisi modale per entrambi i modelli matematici.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 6,99356; f = 0,14299

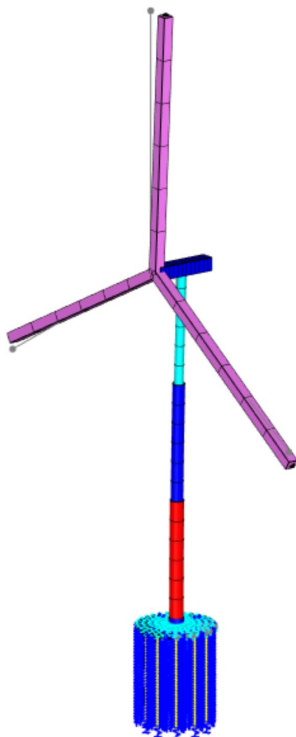


Figura 34 T1=6,99s

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 6,84803; f = 0,14603

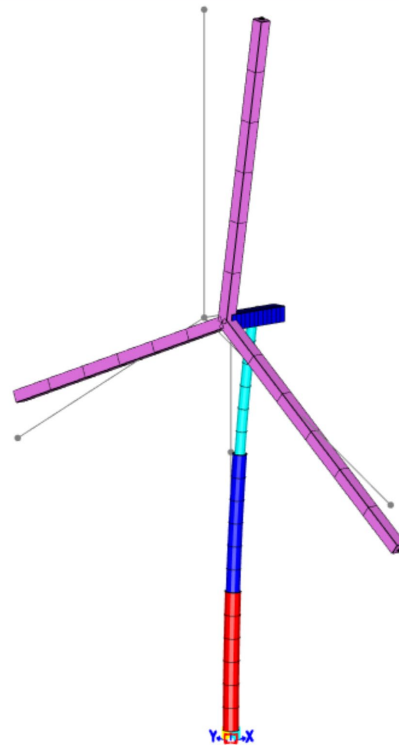


Figura 35 T1= 6,84s

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 6,48016; f = 0,15432

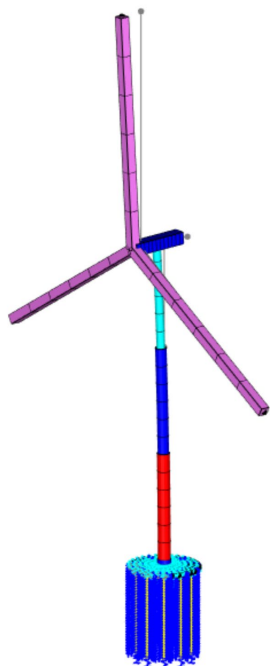


Figura 36 T2=6,48s

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 6,32215; f = 0,15817

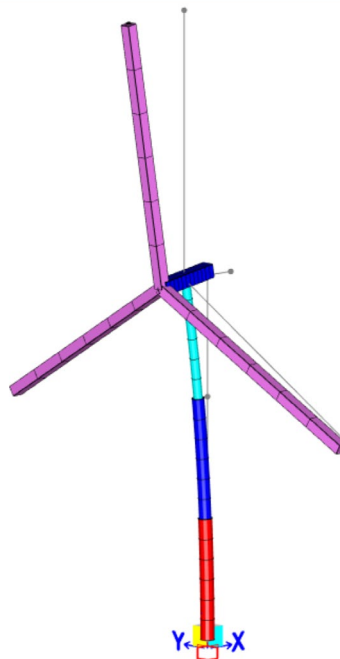


Figura 37 T2 =6,32s

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 3,68785; f = 0,27116

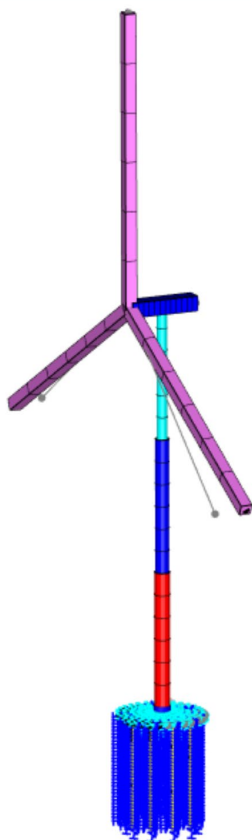


Figura 38 T3=3,68s

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 3,6254; f = 0,27583

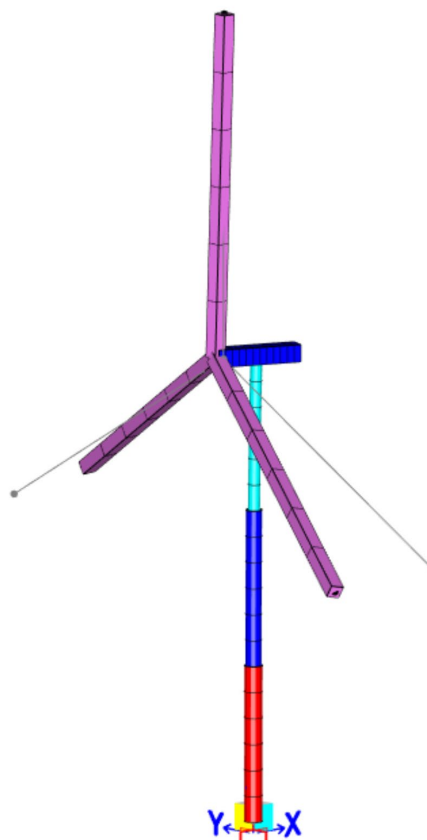


Figura 39 T3 = 3,62s

Dalle immagini precedenti è possibile notare che per entrambi i modelli il primo e secondo modo sono traslazionali mentre, il terzo è torsionale.

Inoltre, la presenza della fondazione aumenta il periodo di vibrazione per la iminuzione della rigidezza globale dovuta alla presenza delle molle di Winkler rappresentative dell'interazione terreno-struttura. Si ricorda che per l'elemento di fondazione è stata annullata la massa sismica. Nonostante la presenza delle molle di fondazione i periodi del modello 1 risultano essere paragonabili a quelli del modello 2 trattandosi di ammasso roccioso avente elevata rigidezza.

Come è noto, i periodi di vibrare significativi sono quelli relativi al modello 2 con incastro alla base per la quale si riportano i risultati tabellari relativi alle masse partecipanti.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless	RY Unitless	RZ Unitless	SumRX Unitless	SumRY Unitless	SumRZ Unitless
MODAL	Mode	1	6,848032	0	0,49184	0	0	0,49184	0	0,73023	0	0,00887	0,73023	0	0,00887
MODAL	Mode	2	6,322153	0,59828	0	0,00217	0,59828	0,49184	0,00217	0	0,67194	0	0,73023	0,67194	0,00887
MODAL	Mode	3	3,625397	0	0,00061	0	0,59828	0,49245	0,00217	0,00308	0	0,97889	0,73331	0,67194	0,98776
MODAL	Mode	4	2,351876	0	0,33077	0	0,59828	0,82322	0,00217	0,06015	0	0,01075	0,79346	0,67194	0,99851
MODAL	Mode	5	1,919071	0,22933	0	0,00826	0,82761	0,82322	0,01043	0	0,07579	0	0,79346	0,74774	0,99851
MODAL	Mode	6	0,547552	0	0,12903	0	0,82761	0,95225	0,01043	0,133	0	0,00107	0,92647	0,74774	0,99958
MODAL	Mode	7	0,542782	0,12422	0	0,00051	0,95183	0,95225	0,01094	0	0,15909	0	0,92647	0,90683	0,99958
MODAL	Mode	8	0,319803	4,918E-07	0	0,09055	0,95183	0,95225	0,10149	0	0,00024	0	0,92647	0,90707	0,99958
MODAL	Mode	9	0,30011	0	0,00315	0	0,95183	0,9554	0,10149	0,00462	0	2,615E-05	0,93108	0,90707	0,99961
MODAL	Mode	10	0,284777	0,01075	0	8,752E-08	0,96258	0,9554	0,10149	0	0,01973	0	0,93108	0,92679	0,99961
MODAL	Mode	11	0,258389	0	0,0446	0	0,96258	1	0,10149	0,06891	0	0,00039	1	0,92679	1
MODAL	Mode	12	0,255784	0,03741	0	3,793E-06	0,99999	1	0,1015	0	0,07128	0	1	0,99807	1

Figura 40 Sintesi analisi modale Modello 2 con incastro

Dall' immagine precedente è possibile riscontrare che le masse eccitate raggiungono l'85% per le traslazioni e torsioni così come previsto nel par. 7.3.3.1 della Circolare Ministeriale n.7 del 21/01/2019 e della NTC2018, per entrambi i modelli.

Si riportano qui di seguito le ordinate spettrali in funzione dei periodi sopra calcolati.

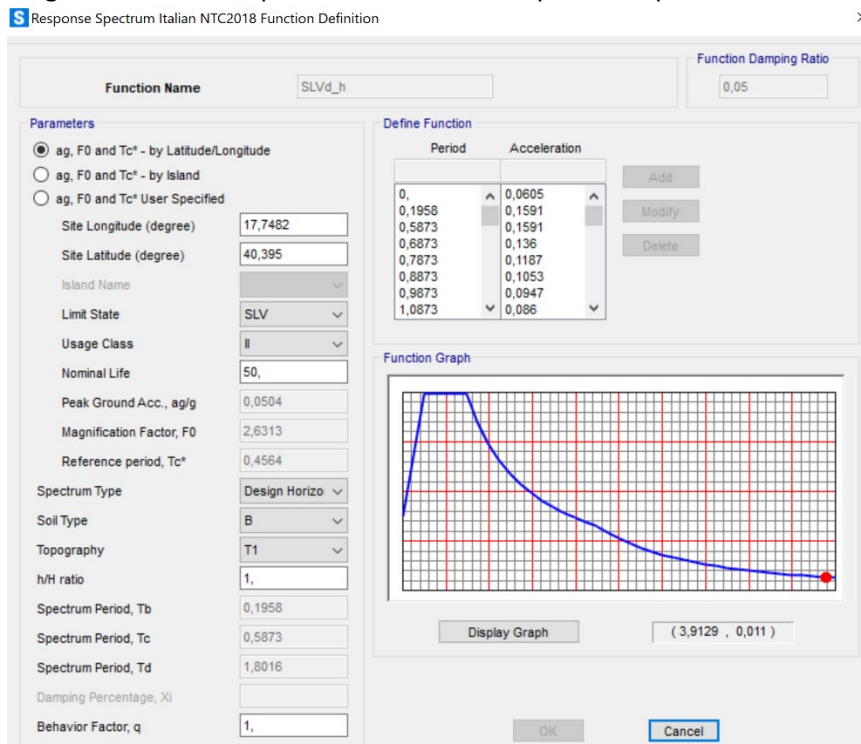


Figura 41 confronto tra periodi modello con fondazioni e modello con incastri

L'immagine precedente mostra che i periodi di vibrazione del modello con fondazione minimizzano l'ordinata spettrale.

13. REAZIONI DI BASE GLOBALE

Qui di seguito vengono riportate le reazioni di base per i carichi statici.

Tabella 14 Reazioni alla base (modello con incastri) carichi statici.

S Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	DEAD	LinStatic		3,755E-08	2,836E-10	6818,081	-2,683E-08	13317,12	-4,652E-09
	W+x	LinStatic		-1853,047	-2,225E-10	-3,036E-09	9,617E-09	-188411,036	3,426E-08
	W+y	LinStatic		1,968E-09	-1952,947	-4,882E-09	200199,236	9,983E-08	13056
	W-x	LinStatic		1853,047	2,225E-10	2,983E-09	-9,617E-09	188411,0361	-3,426E-08
	W-y	LinStatic		-1,968E-09	1952,947	4,882E-09	-200199,236	-9,983E-08	-13056
	Scarico alla base	LinStatic		-1535,05	-50,5	6826,1	-4012,37	-182954,65	-374,9
	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2779,57	2929,42	9761,931	300298,8541	302770,6729	19584
	INVILUPPO_SLU	Combination	Min	-2779,57	-2929,42	9534,306	-300298,854	-262462,435	-19584
	Extreme load 1.1	Combination		-1688,555	-55,55	7508,71	-4413,607	-201250,115	-412,39

Qui di seguito vengono riportate le reazioni di base per i carichi sismici.

Tabella 15 Reazioni alla base (modello con incastri) carichi sismici

S Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	EX_SLV	LinRespSpec	Max	143,894	4,596E-09	14,067	1,054E-07	6954,6436	1,483E-09
	EY_SLV	LinRespSpec	Max	4,671E-09	145,544	1,514E-08	6842,7238	1,069E-07	184,5095
	EZ_SLV	LinRespSpec	Max	3,387	3,752E-10	10,318	8,622E-09	298,0461	9,29E-11
	INVILUPPO_SLV	Combination	Max	144,911	145,544	7176,147	6842,7238	21027,0334	184,5095
	INVILUPPO_SLV	Combination	Min	-144,911	-145,544	7141,824	-6842,7238	6938,9186	-184,5095

Qui di seguito vengono riportate le reazioni di base per gli involucri SLU, SLV ed EXTREME.

Tabella 16 Reazioni alla base : INVILUPPI

S Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2779,57	2929,42	9761,931	300298,8541	302770,6729	19584
	INVILUPPO_SLU	Combination	Min	-2779,57	-2929,42	9534,306	-300298,854	-262462,435	-19584
	INVILUPPO_SLV	Combination	Max	144,911	145,544	7176,147	6842,7238	21027,0334	184,5095
	INVILUPPO_SLV	Combination	Min	-144,911	-145,544	7141,824	-6842,7238	6938,9186	-184,5095
	Extreme load 1.1	Combination		-1688,555	-55,55	7508,71	-4413,607	-201250,115	-412,39
	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	2779,57	2929,42	9761,931	300298,8541	302770,6729	19584
	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-2779,57	-2929,42	7141,824	-300298,854	-262462,435	-19584

Qui di seguito le reazioni globali di base per il modello con fondazione.

Tabella 17 Reazioni globali di base: modello con fondazione

S Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
▶	DEAD	LinStatic		1,093E-08	-4,562E-11	33483,17	87,0411	13292,3271	6,295E-10
	W+x	LinStatic		-1866,217	1,383E-09	-3,154E-09	1,041E-07	-188430,791	-1,992E-08
	W+y	LinStatic		1,529E-09	-1966,117	2,827E-09	200218,991	-1,362E-08	13056
	W-x	LinStatic		1866,217	-1,383E-09	3,151E-09	-1,041E-07	188430,791	1,993E-08
	W-y	LinStatic		-1,529E-09	1966,117	-2,827E-09	-200218,991	1,362E-08	-13056
	EX_SLV	LinRespSpec	Max	184,488	0,092	14,637	1,4791	7012,5224	0,0394
	EY_SLV	LinRespSpec	Max	0,092	189,035	0,021	6901,7517	1,5859	182,4215
	EZ_SLV	LinRespSpec	Max	3,4	0,00243	12,318	0,0457	290,684	0,0864
	INVILUPPO_SLU	Combination	Max	2799,325	2949,175	46159,777	300447,2976	302766,463	19584
	INVILUPPO_SLU	Combination	Min	-2799,325	-2949,175	45932,152	-300209,675	-262525,91	-19584
	INVILUPPO_SLV	Combination	Max	185,535	189,064	35175,666	6993,6023	21057,1468	182,4593
	INVILUPPO_SLV	Combination	Min	-185,535	-189,064	35138,99	-6810,816	6856,74	-182,4593
	Extreme load 1.1	Combination		-1688,555	-55,55	7508,71	-4413,607	-201250,115	-412,39
	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	2799,325	2949,175	46159,777	300447,2976	302766,463	19584
	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-2799,325	-2949,175	7508,71	-300209,675	-262525,91	-19584

Dalle tabelle precedenti si riscontra che:

- Peso DEAD elementi strutturali = 6820 kN (come da scheda tecnica vedi Tabella 8)
- I venti non fattorializzati assumono (W+x, W+y, W-x, W-y) il valore di 1850 kN nelle due direzioni (leggermente superiori ai valori da scheda tecnica $F_x=1535$ kN)
- EXTREME LOAD 1.1 $F_x = 1688$ kN (vedi anche scheda tecnica)
- Il taglio alla base (per esempio F_x) da vento da normativa NTC2018 amplificato per il coefficiente 1.5 (vedi combinazioni di carico) assume il valore di $1853 \cdot 1.5 = 2779,5$ kN (superiore al taglio EXTREME LOAD 1.1)
- Per il vento Wx il momento $M_{yy} = M_{22}$ è pari a 182851 kNm confrontabile con quello da scheda tecnica $M_y=178349$ kNm (vedi Tabella 8)
- I tagli in direzione F_y e i momenti M_{xx} derivanti dalle azioni da vento non fattorializzati assumono valori superiori a quelli da scheda tecnica.
- I tagli alla base nelle condizioni sismiche assumono valori inferiori rispetto alle azioni dal vento.

Date le considerazioni precedenti, per il dimensionamento del sistema fondale si prende la combinazione di INVILUPPO SLU+SLV+EXTREME.

14.REAZIONI ALLA PUNTA DEI PALI

Qui di seguito le sollecitazioni massime e minime alla punta dei pali per la combinazione INVILUPPO SLU+SLV+EXTREME.

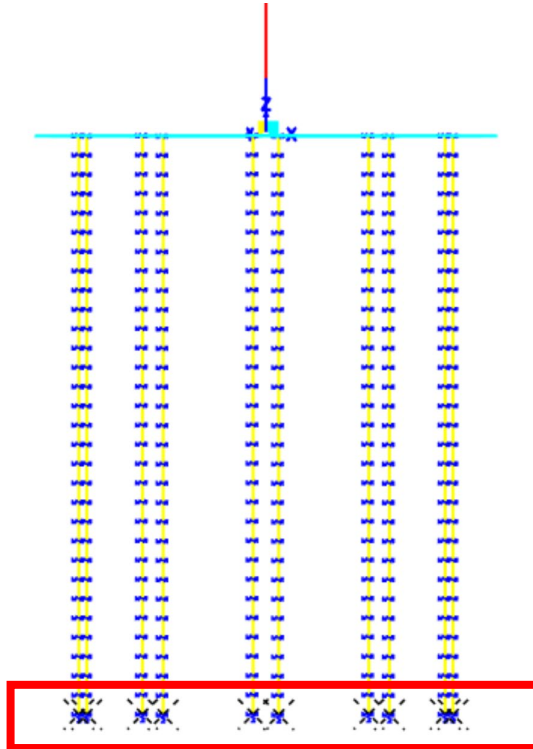


Figura 42 nodi alla punta dei pali

Tabella 18 reazioni dei nodi alla punta dei pali

S Joint Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options							
Units: As Noted							Joint Reactions
Filter:							
	Joint Text	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	F1 KN	F2 KN	F3 KN
▶	96	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	2,94E-06	3,837E-06	1947,052
	96	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-2,593E-06	-6,319E-07	-336,661
	97	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	1,451E-06	3,308E-06	1778,573
	97	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-2,774E-06	-7,202E-07	-384,917
	98	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	4,537E-07	2,81E-06	1908,164
	98	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-3,319E-06	-1,483E-06	-657,763
	99	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	2,531E-07	2,278E-06	1915,566
	99	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-2,918E-06	-3,201E-06	-651,813
	100	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	1,218E-06	1,234E-06	1779,956
	100	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-2,913E-06	-3,814E-06	-366,504
	101	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	3,184E-06	1,125E-07	1962,353
	101	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-2,863E-06	-3,199E-06	-348,298
	102	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	3,551E-06	7,587E-07	1703,224
	102	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-1,596E-06	-3,019E-06	-180,161
	103	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	3,433E-06	2,328E-06	1764,747
	103	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-6,855E-07	-3,193E-06	-299,412
	104	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	2,769E-06	3,625E-06	1771,622
	104	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	1,745E-08	-3,019E-06	-308,105
	105	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Max	3,674E-06	3,306E-06	1700,281
	105	INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME	Combination	Min	-1,532E-06	-1,383E-06	-174,078

La massima compressione assume il valore di 1947 kN.

La massima trazione assume il valore di 658 kN.

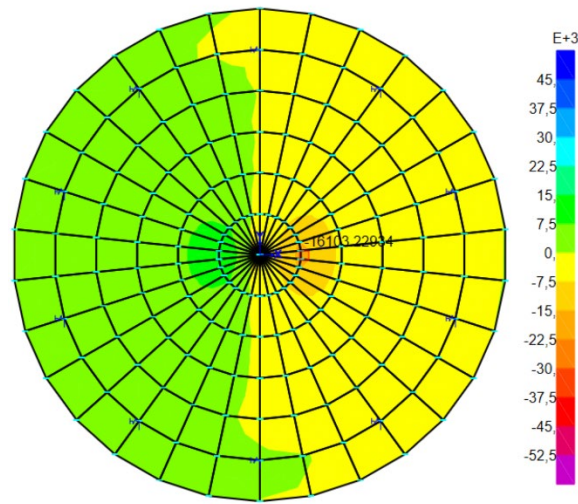
15. VERIFICHE STRUTTURALI

In questo capitolo vengono riportate le verifiche strutturali del plinto e dei pali di fondazione prendendo in riferimento le sollecitazioni massime dedotte dalla combinazione INVILUPPO SLU+SLV+EXTREME.

15.1. VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO

Qui di seguito vengono riportate le sollecitazioni flessionali e taglianti del plinto.

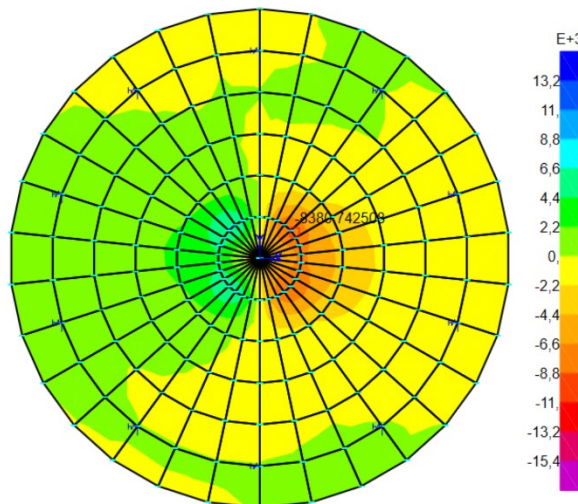
Resultant M11 Diagram (Extreme load 1.1)



V=-56521.7, MAX=50277.36, Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Figura 43 M11 Extreme 1.1

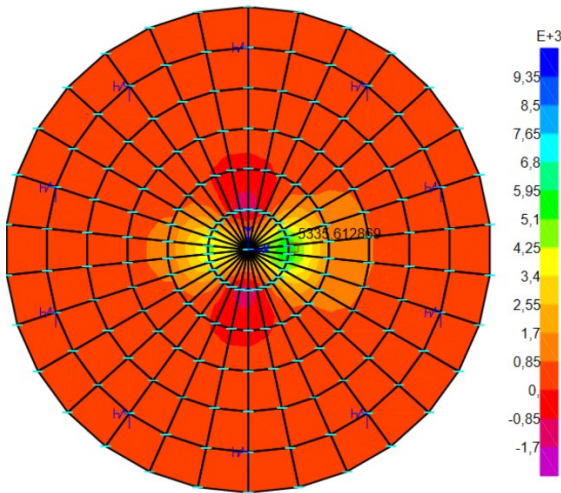
Resultant M22 Diagram (Extreme load 1.1)



V=-17446.54, MAX=14010.323, Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Figura 44 M22 Extreme 1.1

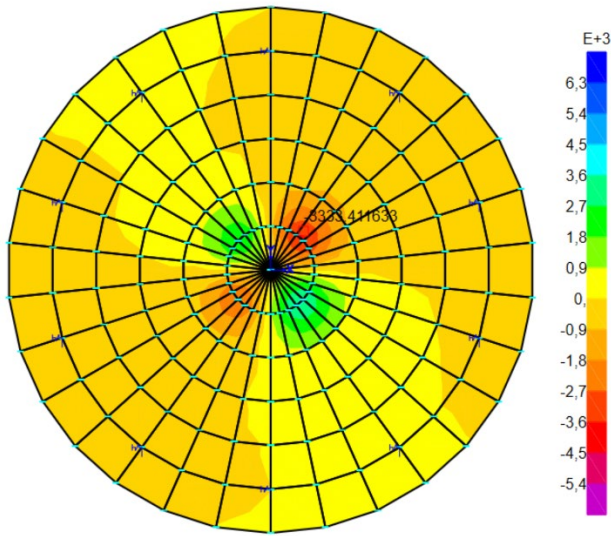
Resultant V13 Diagram (Extreme load 1.1)



down left mouse button and drag to mark zoom region GLOBAL KN, m, C

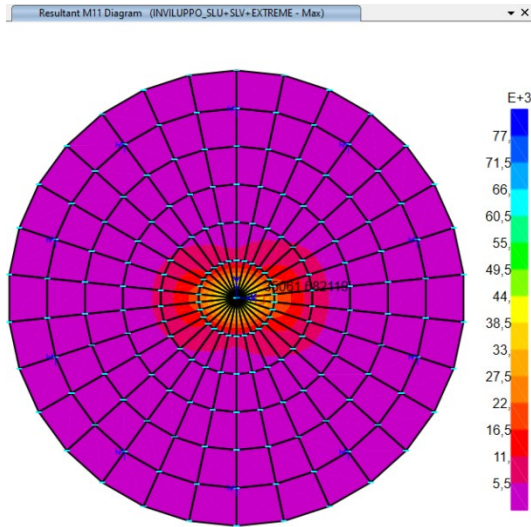
Figura 45 v13 Extreme 1.1

Resultant V23 Diagram (Extreme load 1.1)



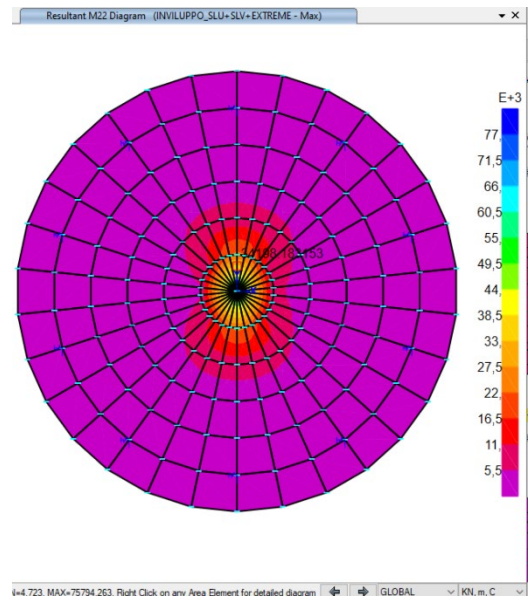
N=-6235.065, MAX=6233.583. Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Figura 46 v23 Extreme 1.1



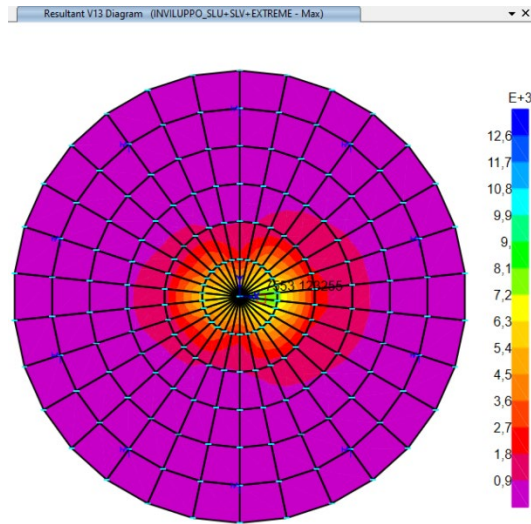
1=1.164, MAX=75485.996, Right Click on any Area Element for detailed diagram | GLOBAL | KN, m, C

Figura 47 M11 Inviluppo SLU+SLV+EXTREME



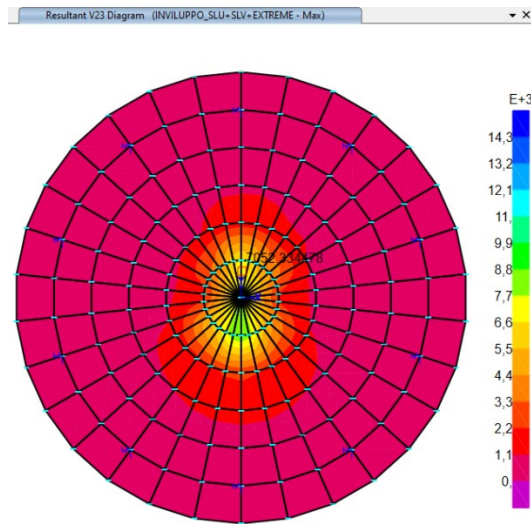
1=4.723, MAX=75794.263, Right Click on any Area Element for detailed diagram | GLOBAL | KN, m, C

Figura 48 M22 Inviluppo SLU+SLV+EXTREME



V=19,22, MAX=12950,169, Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Figura 49 V13 Inviluppo SLU+SLV+EXTREME



N=-5,059, MAX=14538,764, Right Click on any Area Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Figura 50 V23 Inviluppo SLU+SLV+EXTREME

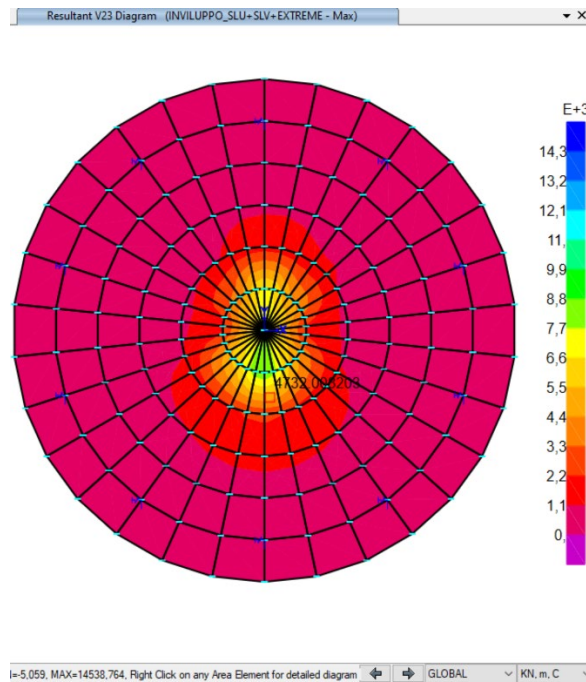


Figura 51 taglio in corrispondenza del cambio di sezione (sezione di cambio di pendenza)

Dai diagrammi delle sollecitazioni si evince che:

- Momento massimo = 36000 kNm/m
- Taglio significativo in corrispondenza del cambio di pendenza = 4700 kN / m

Per il calcolo delle armature a flessione si prendono in riferimento le seguenti sezioni e i rispettivi valori di flessione.

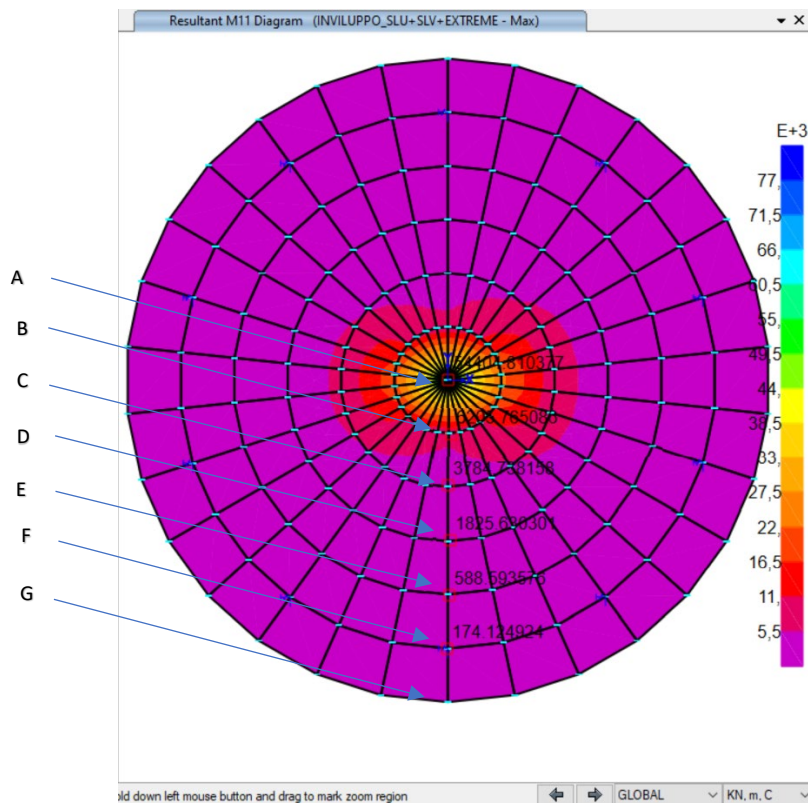


Figura 52 sezioni di riferimento

Qui di seguito le verifiche a flessione per ogni sezione.

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione plinto estremità

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	350

N°	As [cm²]	d [cm]
1	91,89	5
2	91,89	20
3	91,89	40
4	91,89	60
5	91,89	80
6	91,89	100

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 19,83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 57,876 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 11,91 ‰
 d 335 cm
 x 76,09 x/d 0,2271
 δ 0,7239

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Figura 53 sezione A

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	350

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,72	5
2	12,72	20
3	12,72	40
4		
5		
6		

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 19,83 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 5,005 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 2,637 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
 d 345 cm
 x 12,97 x/d 0,0376
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Figura 54 sezione B

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre 12 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	270

N°	As [cm²]	d [cm]
8		
9		
10	12,72	225
11	12,72	245
12	12,72	265

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 3.828 kN m

σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,333 ‰
 ϵ_s 67,5 ‰
d 265 cm
x 12,47 x/d 0,04705
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 55 sezione C

Verifica C.A. S.L.U. - File: - □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre 12 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	215

N°	As [cm²]	d [cm]
8		
9		
10	12,72	170
11	12,72	190
12	12,72	210

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C35/45

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 210.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,863 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

M_{xRd} 3.008 kN m

σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 56,06 ‰
d 210 cm
x 12,34 x/d 0,05876
 δ 0,7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Figura 56 sezione D

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	160

N°	As [cm²]	d [cm]
8		
9		
10		
11		
12	10,05	155

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Figura 57 sezione E

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	105

N°	As [cm²]	d [cm]
8		
9		
10		
11		
12	10,05	100

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Figura 58 sezione F

Qui di seguito in sintesi, la disposizione delle armature per ogni sezione tipologica.

Tabella 19 armature plinto

SEZIONE	H	M _{Ed}	Armature superiori		Armature inferiori		MRd
			n° registri		n° registri		
A	3,5	56000	6	13φ30	6	13φ30	57876
B	3,5	6200	3	5φ18	3	5φ18	5005
C	2,70	3784	3	5φ18	3	5φ18	3828
D	2,15	1825	3	5φ18	3	5φ18	3008
E	1,60	589	1	5φ16	1	5φ16	607
F	1,05	174	1	5φ16	1	5φ16	392

Dalle figure precedenti si riscontra che le verifiche a flessione risultano essere soddisfatte.

Qui di seguito le verifiche a taglio per la sezione centrale e per la sezione di cambio pendenza rispettivamente.

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	16	[mm]
Numero di braccia	n_b	4	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	804	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	2655	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	8355,44	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,92	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	13164,38	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	1520,56	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	8355,44	[kN]

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$
 Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$
 $A_{sw} = n_b(\pi \phi_{sw}^2)/4 \leq A_{sw,max}$
 $z = 0,9d$

$$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot\theta^2)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	16	[mm]
Numero di braccia	n_b	4	[-]
Passo delle staffe	s	150	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	804	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	2655	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	5570,29	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	9,92	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	13164,38	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	2280,83	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	5570,29	[kN]

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$
 Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$
 $A_{sw} = n_b(\pi \phi_{sw}^2)/4 \leq A_{sw,max}$
 $z = 0,9d$

$$V_{Rsd} = (A_{sw}/s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

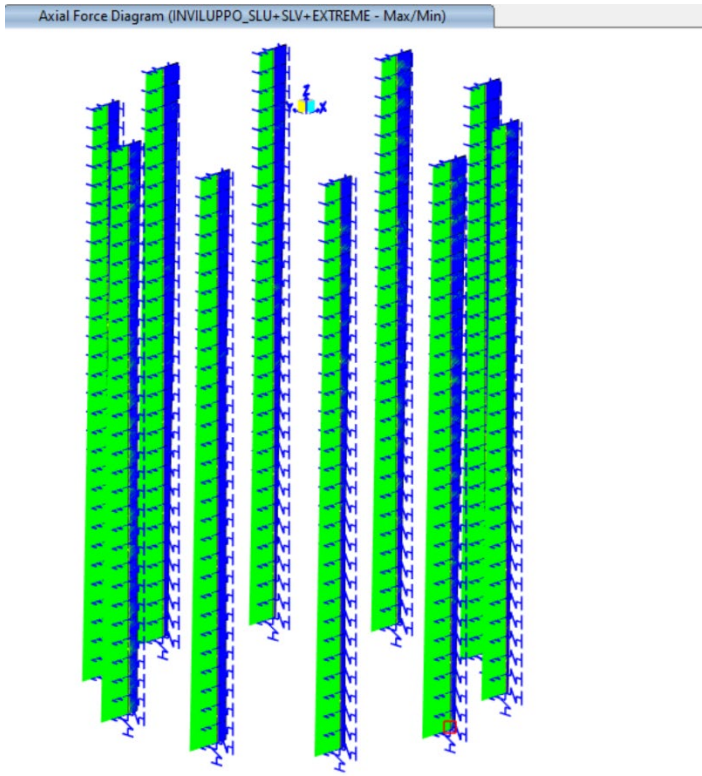
$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot\theta^2)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Per tutte le sezioni si adottano cavallotti a 4 bracci in un metro lineare φ16. Per tali configurazioni le verifiche strutturali risultano essere soddisfatte.

15.2. VERIFICHE STRUTTURALI PALO

Qui di seguito i diagrammi di sollecitazione dei pali.



350.732277,-1959.918932

Figura 59 sforzo Normale pali

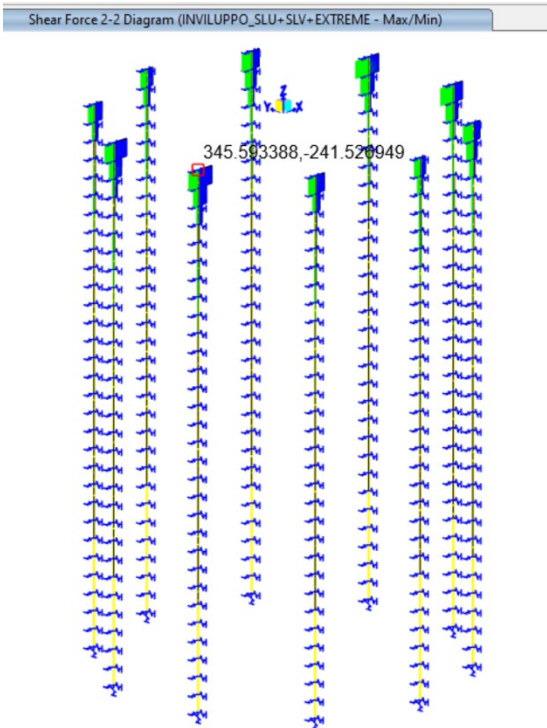


Figura 60 taglio 2 pali

Shear Force 3-3 Diagram (INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME - Max/Min)

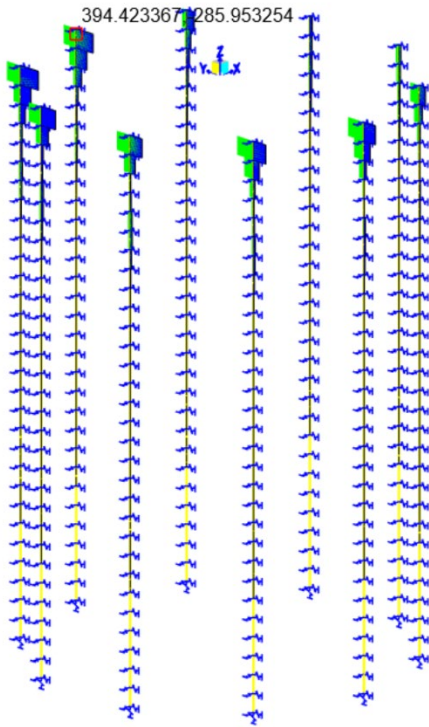


Figura 61 taglio 3 pali

Moment 2-2 Diagram (INVILUPPO_SLU+SLV+EXTREME - Max/Min)

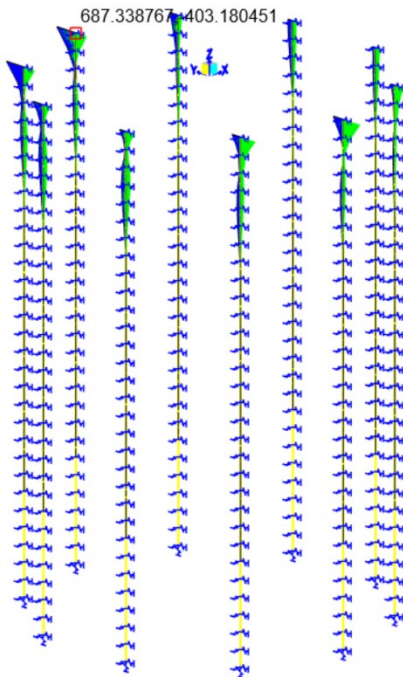


Figura 62 momento 2 pali

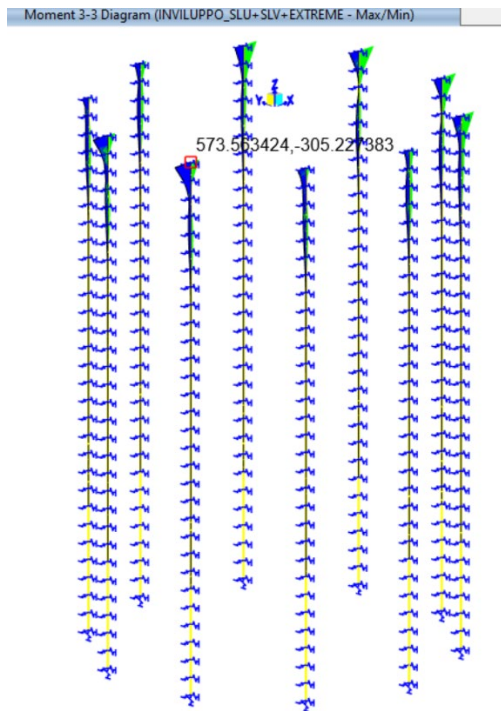


Figura 63 momento 3 pali

Il taglio massimo è pari a $V_{Ed} = (345^2 + 394^2)^{0.5} = 523$ kN.

Ai fini del soddisfacimento della verifica a taglio si adotta un'elica $\phi 12 / 10$ cm.

Diametro delle staffe	ϕ_{sw}	12	[mm]
Numero di braccia	n_b	2	[-]
Passo delle staffe	s	100	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	θ	45	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	226	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	684	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1,00	[-]
		1,00	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0,00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1,00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	605,42	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7,08	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	2422,50	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	1086,11	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	605,42	[kN]

Figura 64 verifica per i primi 15m di palo

Generalmente si adotta $\theta = 45^\circ$
Generalmente si adotta $\alpha = 90^\circ$

$$A_{sw} = n_b (\pi \phi_{sw}^2) / 4 \leq A_{sw,max}$$

$$z = 0,9d$$

$$V_{Rsd} = (A_{sw} / s) z f_{yd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = z b f'_{cd} (\cot\theta + \cot\alpha) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Il momento massimo sollecitante pari a 895 kNm come somma vettoriale tra i momenti M2 ed M3.

Per il palo si adottano barre longitudinali del tipo 16 $\phi 18$. Qui di seguito la verifica a pressoflessione del palo.

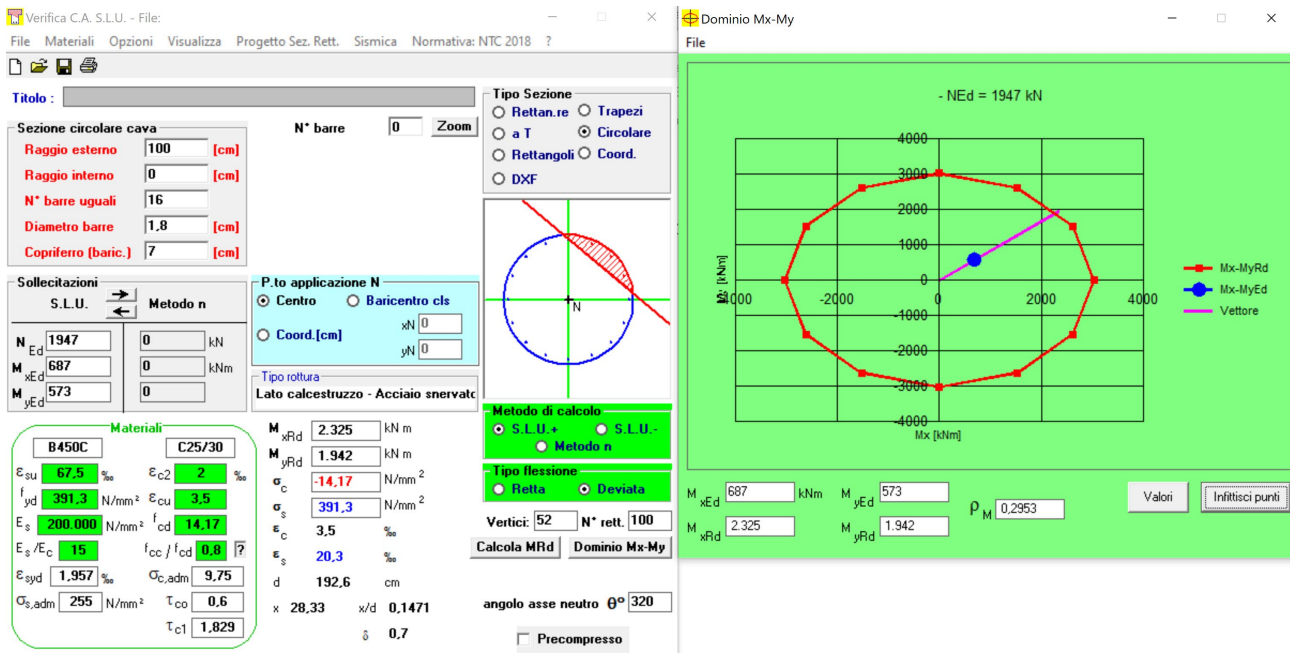


Figura 65 verifica del palo pressoflessione

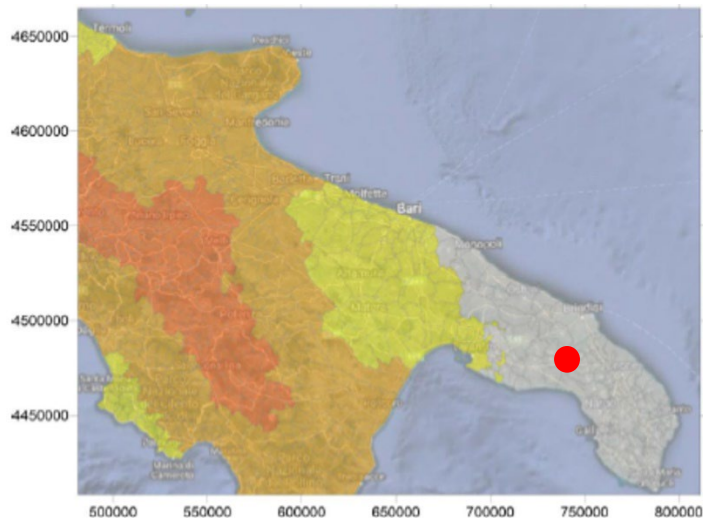
Dalla figura precedente è riscontrabile che la verifica a pressoflessione risulta essere soddisfatta essendo che la sollecitazione è interno al dominio di resistenza della sezione.

16. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA

L'INGV attribuisce una classificazione delle aree territoriali in funzione delle caratteristiche sismico-tettoniche e delle sorgenti sismogenetiche presenti sul territorio nazionale. In seguito alle Ordinanze dell'OPCM 20 marzo 2003 n. 3274 e 28 aprile 2006 n. 3519 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia ha redatto la mappa di pericolosità sismica di riferimento per l'individuazione delle zone sismiche, individuando zone sismiche, distinte in 4 classi di accelerazione massima del suolo (a_{max}) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni:

- ZONA 1 – caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,25 < a_g \leq 0,35$ g (alta sismicità)
- ZONA 2 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,15 < a_g \leq 0,25$ g (media sismicità)
- ZONA 3 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $0,05 < a_g \leq 0,15$ g (bassa sismicità)
- ZONA 4 caratterizzata da valori di accelerazione orizzontale del suolo $a_g \leq 0,05$ g (sismicità molto bassa)

Il Territorio in esame è situato in zona sismica 4.



- Zona 1: accelerazione orizzontale del suolo $0,25 < a_g \leq 0,35$ g
- Zona 2: accelerazione orizzontale del suolo $0,15 < a_g \leq 0,25$ g
- Zona 3: accelerazione orizzontale del suolo $0,05 < a_g \leq 0,15$ g
- Zona 4: accelerazione orizzontale del suolo $a_g \leq 0,05$ g

17.OPERE DI FONDAZIONE E MODELLAZIONE

La fondazione è stata modellata attraverso elementi “shell” a sezione variabile ed elementi “frame” rispettivamente per il plinto e i pali. Per il plinto, il contatto col terreno è stato simulato imponendo una costante di sottofondo verticale alla Winkler. Per quanto riguarda, invece, i pali, sono state applicate molle traslazionali (X ed Y) ai nodi a passo 1m per simulare il contatto con il terreno in cui è immerso. Inoltre, è stata applicata una molla verticale (Z) alla punta del palo per simulare la rigidezza alla punta.

Come da progetto, la fondazione è costituita da un plinto avente pianta circolare di dimensioni D24m x Hmax3.5m e Hmin0.50m sotto il quale sono posti n.10 pali lunghi 30m aventi diametro di 1m come mostra la seguente figura.

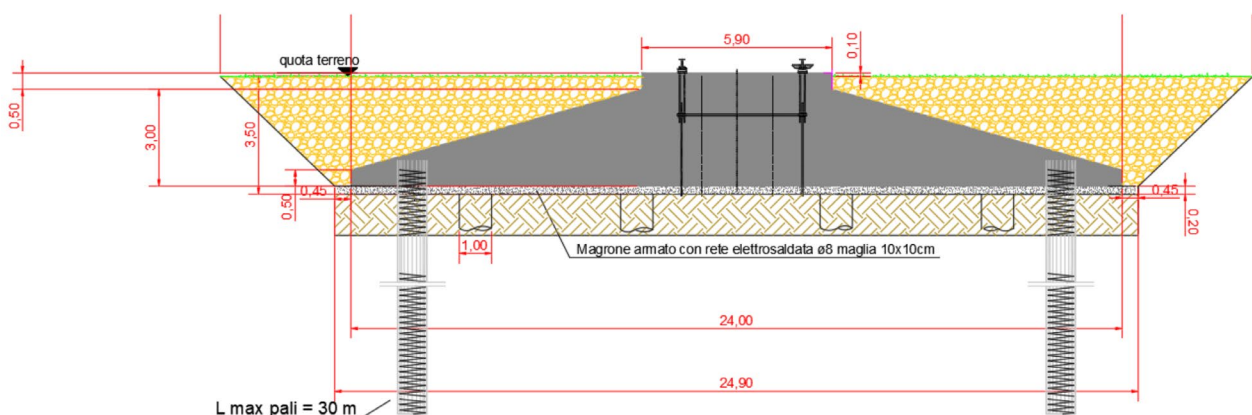


Figura 66 sezione fondazione

In funzione dei dati ricavati dalla relazione geologica è stato possibile valutare la costante di sottofondo verticale di Winkler per entrambe le tipologie di fondazioni. In particolare è stata effettuata una media tra i valori calcolati secondo le seguenti formulazioni:

KACELI (1976-2012)

$$k = 0,025 \cdot Vs^{2.4}$$

BIOT (1937)

$$k_z = \frac{0.95 E_s}{B (1 - \nu_s^2)} \left[\frac{B^4 E_s}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0.108}$$

VESIC (1961)

$$k_z = \frac{0.65 E_s}{B (1 - \nu_s^2)} \sqrt[1.2]{\frac{E_s B^4}{EI}}$$

VESIC (Teoria dell'elasticità)

$$(1/B) \cdot E_s \cdot (1/(1-u^2))$$

Si riportano qui di seguito i parametri di calcolo della costante di sottofondo verticale di Winkler per i rispettivi elementi strutturali.

PLINTO

Tabella 20 parametri di calcolo terreno di contatto

TERRENO o AMMASSO ROCCIOSO		
Modulo elastico terreno	E_s [N/mm ²]	460
Poisson terreno	ν	0,3
Base fondazione	B_f [m]	24
Lunghezza fondazione	L_f [m]	24
Inerzia Fondazione	I_f [cm ⁴]	1350000000
Modulo elastico fondazione	E_f [N/mm ²]	34625

Si riportano i valori della costante kv di Winkler secondo le formulazioni precedentemente descritte.

Tabella 21 costante di sottofondo verticale

kaceli - Winkler	kv (vs)	0,08	N/mm ³
Biot - Winkler	Kv	0,04	N/mm ³
Vesic - Winkler	kv	0,02	N/mm ³
Vesic 1961 - Winkler	kv	0,02	N/mm ³
Winkler medio	kv	0,04	N/mm ³

Dalla tabella precedente, si adotta una costante di sottofondo verticale pari a 0,04 N/mm³.

PALI

Come visto in precedenza, il palo è stato schematizzato mediante elemento frame al quale sono state applicate lungo tutto il fusto coppie di molle traslazionali (X ed Y) a passo 1m. Alla punta è stata posta, in aggiunta, una molla di rigidezza traslazionale in direzione X. Qui di seguito vengono riportate le valorizzazioni delle molle.

Tabella 22 parametri di calcolo terreno di contatto alla punta del palo

TERRENO o AMMASSO ROCCIOSO		
Modulo elastico terreno	E_s [N/mm ²]	1123
Poisson terreno	ν	0,3
Base fondazione	B_f [m]	1
Lunghezza fondazione	L_f [m]	1
Inerzia Fondazione	I_f [cm ⁴]	5000000
Modulo elastico fondazione	E_f [N/mm ²]	31447

Si riportano i valori della costante k_v di Winkler secondo le formulazioni precedentemente descritte.

Tabella 23 costante di sottofondo verticale

kaceli - Winkler	k_v (vs)	0,23	N/mm ³
Biot - Winkler	K_v	1,14	N/mm ³
Vesic - Winkler	k_v	0,78	N/mm ³
Vesic 1961 - Winkler	k_v	1,23	N/mm ³
Winkler medio	k_v	0,85	N/mm ³

Dalla tabella precedente, si adotta una costante di sottofondo verticale pari a 0,85 N/mm³.

La molla verticale alla punta del palo ha una rigidezza calcolata come $k_{v_{medio}} \times A_{palo}$.

A_{palo}	m ²	0,785
k_v	kN/m	664902,837

alla punta dei pali

Il metodo degli elementi finiti è il metodo che più di tutti si fonda su basi teoriche solide e razionali. Di fatti tutto il metodo presuppone che il problema sia affrontato tenendo in conto sia l'aspetto statico (e quindi l'equilibrio del problema, sia l'aspetto cinematica (e quindi la congruenza degli spostamenti o meglio delle deformazioni). In questo approccio il palo è modellato come un insieme di travi, con vincolo di continuità tra loro (elementi beam) vincolati al terreno mediante molle elastiche, la cui rigidezza è valutata in funzione delle proprietà elastiche del terreno. Nella figura che segue è mostrato schematicamente il modello utilizzato per l'analisi ad elementi finiti:

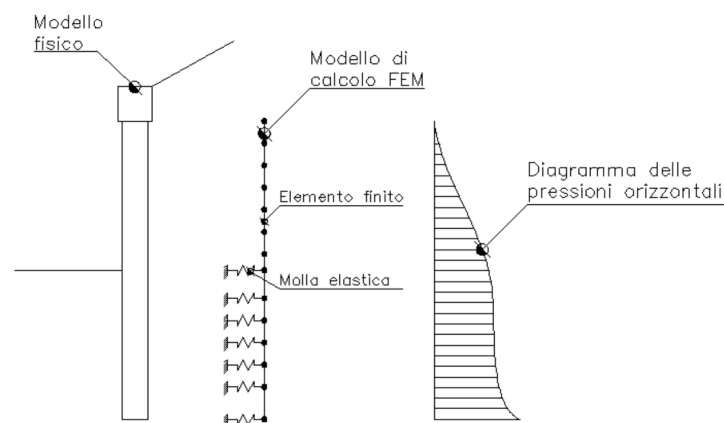


Figura 3: Schematizzazione della paratia ad elementi finiti

Vari aspetti hanno importanza centrale in questo metodo di calcolo. Si riportano nel seguito gli aspetti essenziali.

Come già detto in precedenza, il terreno viene schematizzato con delle molle di rigidezza K_s applicate sui nodi dei conci compresi tra il nodo di fondo scavo e l'estremità di infissione. La stima della rigidezza K_s è stata effettuata sulla base della capacità portante delle fondazioni secondo la seguente formula:

$$k_s = A_s + B_s \cdot z^n$$

Dove i simboli hanno il seguente significato:

As= costante, calcolata come segue $A_s = C' \cdot (c' \cdot N_c + 0.5 \cdot G' \cdot B' \cdot N_q)$

Bs= coefficiente funzione della profondità $B_s = C' \cdot G' \cdot N_q$

Z= Profondità in esame

C= 40 nel sistema internazionale SI

n= $p' \cdot \tan j$

$N_q = \exp[n' \cdot (\tan^2(45^\circ + j/2))]$

$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot j$

$N_g = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan j$

Qui di seguito viene riportato il calcolo delle molle “kh” (modulo di reazione del terreno) da applicare lungo il fusto del palo a passo $\Delta z = 1m$.

Tabella 24 molle traslazionali palo

lunghezza di influenza nodo	profondità nodo	peso specifico terreno	angolo d'attrito		coesione	passivo				modulo di reazione orizzontale terreno			
ΔZ	Z	γ	ϕ'	ϕ'	c'	kp	Nq	Nc	Ny	Bs	As	ks	Kh = ks* ΔZ
m	m	kN/m ³	°	rad	kN/m ²					kN/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m
0,5	3,5	17,3	29	0,506	70	2,88	16,37	27,75	19,25	13319,14	84355,94	130973	65486
1	4,5	17,3	29	0,506	70	2,88	16,37	27,75	19,25	13319,14	84355,94	144292	144292
1	5,5	17,3	29	0,506	70	2,88	16,37	27,75	19,25	13319,14	84355,94	157611	157611
1	6,5	17,3	29	0,506	70	2,88	16,37	27,75	19,25	13319,14	84355,94	170930	170930
1	7,5	17,3	29	0,506	70	2,88	16,37	27,75	19,25	13319,14	84355,94	184250	184250
1	8,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	440825	440825
1	9,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	469804	469804
1	10,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	498783	498783
1	11,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	527761	527761
1	12,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	556740	556740
1	13,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	585719	585719
1	14,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	614697	614697
1	15,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	643676	643676
1	16,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	672655	672655
1	17,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	701634	701634
1	18,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	730612	730612
1	19,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	759591	759591
1	20,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	788570	788570
1	21,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	817548	817548
1	22,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	846527	846527
1	23,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	875506	875506
1	24,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	904484	904484
1	25,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	933463	933463
1	26,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	962442	962442
1	27,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	991420	991420
1	28,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	1020399	1020399
1	29,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	1049378	1049378
1	30,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	1078356	1078356
1	31,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	1107335	1107335

1	32,5	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	1136314	1136314
0,5	33	20,7	33	0,576	117	3,38	25,96	38,47	35,00	28978,68	194506,6	1150803	575402

18. VERIFICHE GEOTECNICHE DI SICUREZZA

La fondazione del tipo indiretta è in grado di diffondere nel suolo le azioni gravanti sulla struttura come i carichi verticali e le azioni orizzontali sismiche. Pertanto, oltre a eseguire il calcolo strutturale visto in precedenza, è stato necessario verificare la portanza del terreno di fondazione mediante la teoria dell'analisi limite che prevede lo studio del collasso del terreno stesso quando è in fase di carico.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure indicate al § 2.6 della NTC2018 così come indicano i dettami esposti qui di seguito (cap 6).

6.2.4.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Per ogni stato limite per perdita di equilibrio (EQU), come definito al §2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_{inst,d} \leq E_{stab,d}$$

dove $E_{inst,d}$ è il valore di progetto dell'azione instabilizzante, $E_{stab,d}$ è il valore di progetto dell'azione stabilizzante.

La verifica della suddetta condizione deve essere eseguita impiegando come fattori parziali per le azioni i valori γ_F riportati nella colonna EQU della tabella 6.2.I.

Per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), come definiti al § 2.6.1, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad [6.2.1]$$

essendo E_d il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, definito dalle relazioni [6.2.2a] o [6.2.2b]

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2a]$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.2b]$$

e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico definito dalla relazione [6.2.3].

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_R R_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad [6.2.3]$$

Effetto delle azioni e resistenza di progetto sono espresse nelle [6.2.2a] e [6.2.3] rispettivamente in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri geotecnici di progetto X_k/γ_M e dei parametri geometrici di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni di progetto può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni come indicato dalla [6.2.2b] con $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1, la verifica della condizione [6.2.1] deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Per le verifiche nei confronti di stati limite ultimi non espressamente trattati nei successivi paragrafi, da 6.3 a 6.11, si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2). I fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati.

6.2.4.1.1 Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_i devono essere assunti come specificato nel Capitolo 2.

Si fa salvo, comunque, quanto previsto nel Decreto del Ministro delle Infrastrutture e dei Trasporti del 26 giugno 2014 recante "Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)", ove applicabile

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G3}

6.2.4.1.2 Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

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

Per quel che concerne i pali di fondazione si fa riferimento al paragrafo 6.4.3 delle NTC2018.

6.4.3. FONDAZIONI SU PALI

Il progetto di una fondazione su pali deve comprendere la scelta del tipo di palo e delle relative tecnologie e modalità di esecuzione, il dimensionamento dei pali e delle relative strutture di collegamento, tenendo conto degli effetti di gruppo tanto nelle verifiche SLU quanto nelle verifiche SLE.

Le indagini geotecniche, oltre a soddisfare i requisiti riportati al § 6.2.2, devono essere dirette anche ad accertare l'effettiva realizzabilità e l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e del regime delle pressioni interstiziali.

In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che portino alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2.

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.4.1.1 e 6.2.4.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γ_M del caso M1 della Tab. 6.2.II.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni su pali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.2

6.4.3.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1 tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

6.4.3.1.1 Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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

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

Le analisi di dettaglio sono riportate nei paragrafi successivi.

18.1. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE

CARICO LIMITE PER COMPRESSIONE

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p :

$$q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente). In particolare se uno strato è stato dichiarato incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La **resistenza alla punta (P_p)** si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

- per la determinazione dei valori di $N_q = f(L/D, \text{punzonamento}, \phi)$ vengono usati i diagrammi individuati di seguito
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$;
- c è la coesione;
- q è la pressione litostatica alla punta del palo.

Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.

In caso di condizioni:

- **drenate** si assume $c = c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive.
- **non drenate** si assume $q = q_{tot}$ (pressione totale), $c = c_u$ (coesione non drenata), $f = 0$ e $N_c = 9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

Vengono distinti i casi di pali di medio diametro e di grande diametro (> 80 cm). Per questi ultimi, visto che la resistenza alla punta viene mobilitata dopo un cedimento che può essere anche significativo, si utilizza un valore di N_q ridotto rispetto a N_q .

Per il calcolo della **resistenza laterale (P_l)** si usa invece la formula:

$$P_l = 3.14 \cdot D \cdot L \cdot s,$$

in cui s è la somma di un termine di adesione a indipendente dalla tensione normale (orizzontale s_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

$s = a + \sigma_h \cdot \mu$, con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In **condizioni drenate** si assume $a = 0$, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ [con $\mu = \tan(\phi \cdot A)$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno]. In **condizioni non drenate** si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha \cdot c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso. In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente). Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito. Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

CARICO LIMITE PER TRAZIONE-SFILAMENTO

Nel caso di pali sollecitati a trazione, la resistenza allo sfilamento (T) viene calcolata con le formulazioni di Das-Seeley (per terreni coesivi), oppure Das-Rozendal (per terreni incoerenti):

$$T = T_L + T_B + W$$

dove:

- T_L = resistenza allo sfilamento lungo il fusto;
- T_B = resistenza allo sfilamento dovuto allo svasamento della base;
- W = peso del palo.

Nel caso di *stratigrafie* di terreni, viene calcolato il contributo di ogni strato interessato dal palo, sia esso coesivo o incoerente. In caso di alternanza di terreni sciolti e terreni densi verrà fatta una media pesata della densità relativa di ogni strato. In caso sia presente una *falda*, si procede nel seguente modo: *per terreni coesivi*: all'aumentare del livello della falda si ha un incremento dello sforzo normale di trazione dovuto alla sotto-spinta idrostatica (o effetto di *galleggiamento*) del palo immerso in acqua. La resistenza dovuta alla coesione invece, non risente di alcun effetto; *per terreni incoerenti*: all'aumentare del livello della falda, oltre ad avere un incremento dello sforzo normale di trazione dovuto alla sotto-spinta idrostatica, si ha anche una diminuzione della resistenza dovuta ad una minore pressione efficace lungo il fusto del palo, e di conseguenza una minore resistenza all'attrito effetti delle *condizioni drenate oppure non drenate* dei terreni sono considerati nel seguente modo:

per terreni coesivi: si considera il contributo della coesione non drenata in condizioni non drenate, mentre si considera il contributo dell'eventuale attrito in condizioni drenate; *per terreni incoerenti*: sono considerati sempre in condizioni drenate, quindi, ai fini della verifica a sfilamento, in condizioni drenate si fa riferimento solo al contributo dell'attrito, anche se il terreno ha una componente coesiva., qualora i pali abbiano un comportamento di gruppo (es. plinti su pali), per terreni coesivi, viene applicata una riduzione della resistenza, dovuta all'effetto di gruppo dei pali, tramite un coefficiente tabellare che dipende dalla forma (es. quadrata, rettangolare, ecc..) e dal numero di pali. Maggiore sarà il numero di pali e maggiore sarà la riduzione (cfr. De Simone).

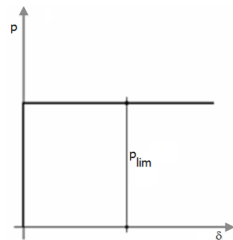
N° Pali	Forma	Coefficiente
1	Quadrato	1
2	Rettangolare	0,94
3	Triangolare	0,87
4	Triangolare	0,83
4	Quadrato	0,82
5	Quadrato	0,8
5	Pentagono	0,82
6	Rettangolare	0,77
6	Pentagono	0,78
6	Esagonale	0,8
7	Esagonale	0,75
8	Quadrato	0,75
9	Quadrato	0,72

CARICO LIMITE PER CARICHI ORIZZONTALI

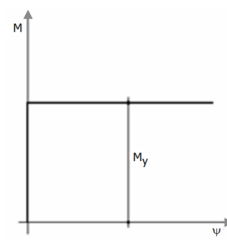
Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supporti vincolati in testa (rotazione impedita). Le ipotesi assunte da *Broms* sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo influente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;

- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione.



Comportamento palo-terreno



Comportamento flessionale del palo

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

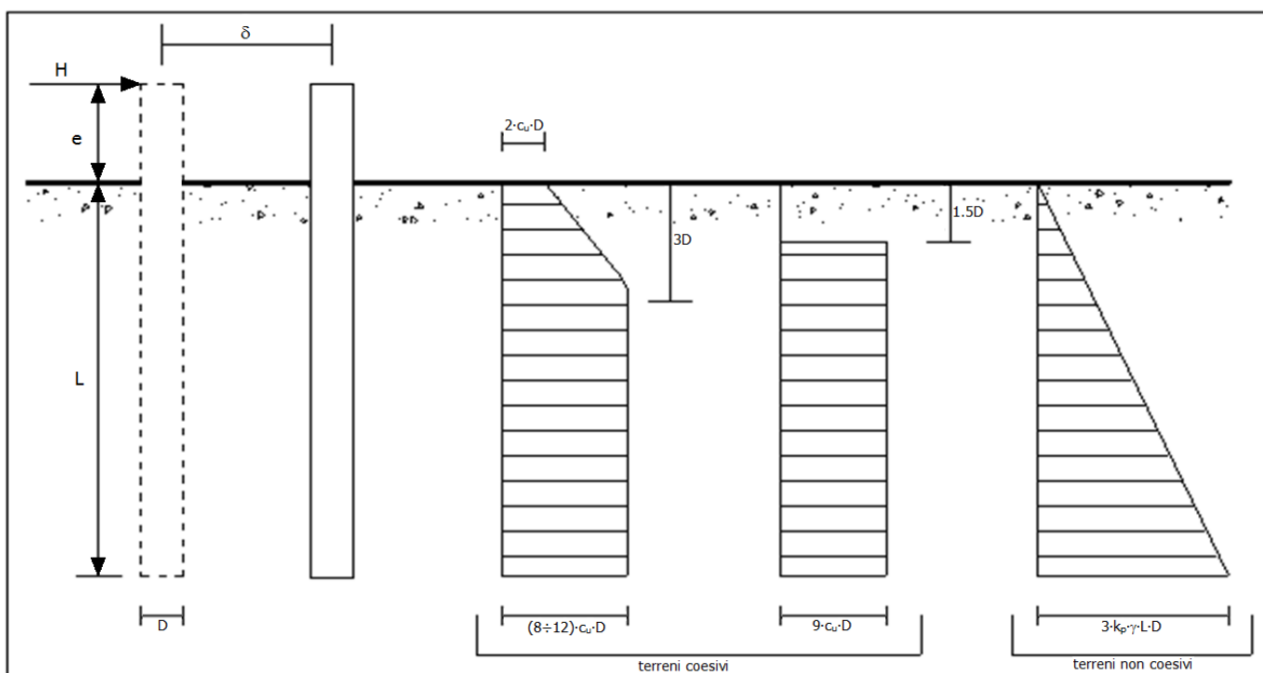
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

- terreni **coesivi** o **coerenti** (rottura non drenata);
- terreni **non coesivi** o **incoerenti** (rottura drenata).



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

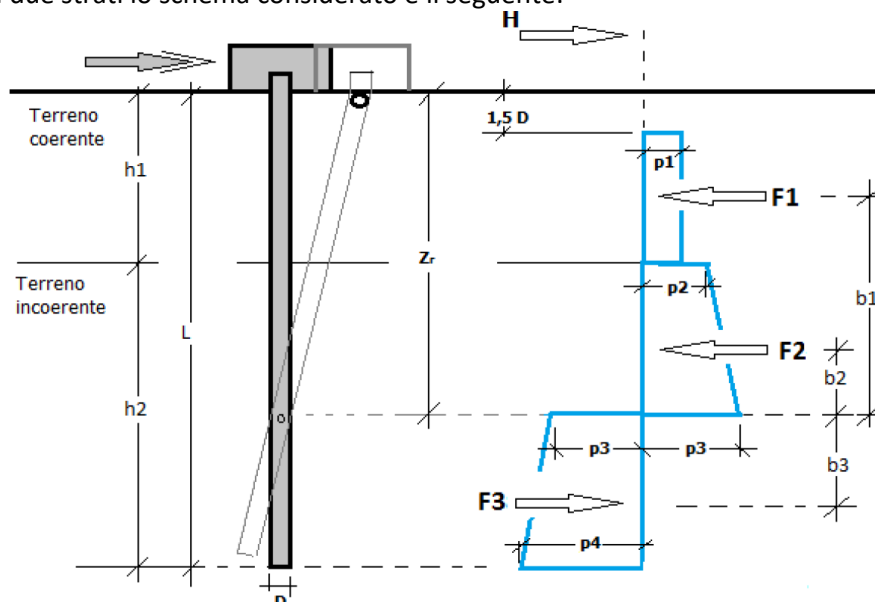
- **Palo corto** (plasticizzazione terreno)
- **Palo intermedio** (plasticizzazione palo)
- **Palo lungo**

Nel caso di *terreni non coesivi* ($c=0$), la teoria di **Broms** assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p = 0$ (in testa) fino al valore $p = 3 \cdot k_p \cdot g \cdot L \cdot D$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva. Nel calcolo della resistenza laterale si tiene conto dell'eventuale interrimento della testa del palo rispetto al piano campagna, il che comporta che la pressione litostatica in testa al palo sia non nulla. Per quanto riguarda i *terreni coesivi* la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p = 2 \cdot c_u \cdot D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p = 0$ fino alla profondità $1,5 \cdot D$ e con valore costante e pari a $9 \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo. Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo M_p del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

La teoria di *Broms* è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di Broms viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno monostrato:

- **terreno coerente:** la resistenza laterale per unità di superficie p_i viene considerata costante, secondo l'ipotesi di Broms, a partire da una profondità pari ad $1,5 \cdot D$, ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a $1,5 \cdot D$. La resistenza p_i è indipendente dalla pressione litostatica.
- **terreno incoerente:** la resistenza laterale per unità di superficie p_i varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di Broms. La resistenza p_i è dipendente dalla pressione litostatica $g \cdot z$, per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti. Un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per un terreno di due strati lo schema considerato è il seguente:



Nella fase di calcolo, si verifica se il meccanismo di rottura del palo, ipotizzato vincolato in testa (rotazione alla testa impedita) sia di:

- **Palo CORTO**

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

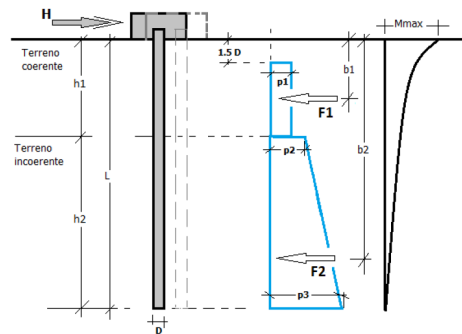
$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p$ l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.



- Palo INTERMEDIO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

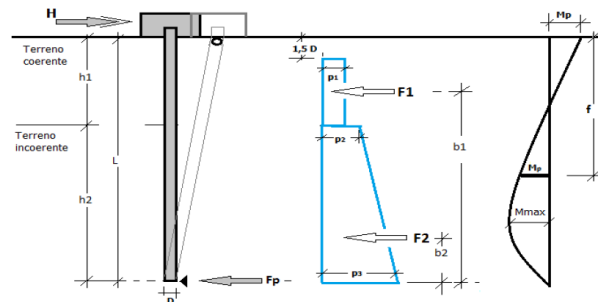
Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

Applicando l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

$$M_p + F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - H \cdot L = 0$$



si determina il valore dell'azione H che sollecita il palo. Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo.

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} < M_p$ l'ipotesi di palo intermedio è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo lungo.

- Palo LUNGO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

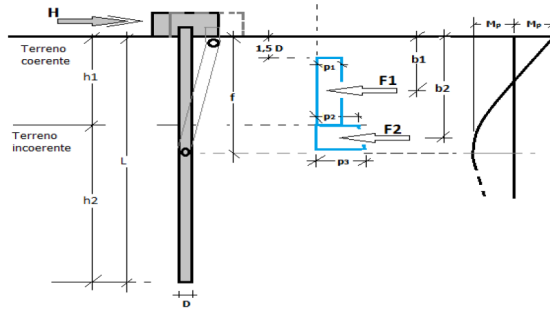
Applicando l'equilibrio alla traslazione si ha:

$$H = F_1 + F_2$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno alla seconda cerniera plastica:

$$H \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2) - 2M_p = 0$$

si determina la profondità f della seconda cerniera plastica.



18.1.1. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE PER CARICHI VERTICALI DI COMPRESIONE E TRAZIONE

Si riporta qui di seguito il calcolo la modellazione del terreno di fondazione.

Strato	Tipologia	RQD	hi [m]	Zi [m]	$\gamma'k$ [kN/m ³]	c'k [kN/m ²]	cuk [kN/m ²]	CD	CND	E [kN/m ²]	u	Condizioni Drenate		qv [kN/m ²]
				0								$\phi'k$ [°]	$\phi'u'k$ [°]	
1	Calcareniti	0,13	4,5	4,5	17,3	70	0	29	0	460000	0,3	100	203,10	77,85
2	Calcere	0,16	40	44,5	20,7	117	0	33	0	1123000	0,3	100	171,58	905,85

Il parametro N_q viene dedotto dalla curva n.8 di Brinch Hansen.

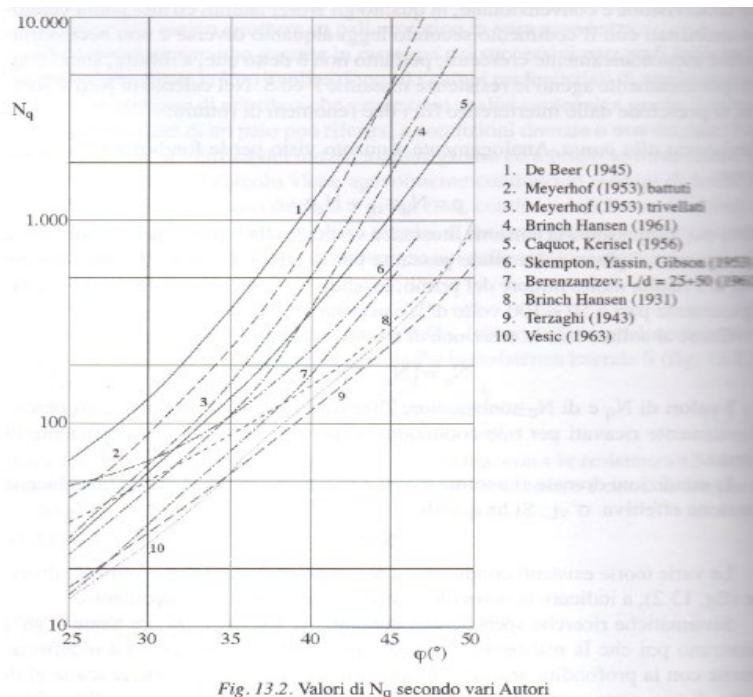


Fig. 13.2. Valori di N_q secondo vari Autori
Figura 67 valori di N_q

Qui di seguito i parametri geotecnici alla punta.

Terreno alla punta del palo alla profondità Z=L											Nq	Nc	Nq	Nc	Nq	Nc
$\gamma'd$ [kN/m ³]	c'd [kN/m ²]	cud [kN/m ²]	$\phi'd$ [rad]	$\phi'd$ [°]	G [kN/m ²]	lr	$\Delta V(L)$	lrr	No	K0						
20,7	117	0,00	0,52	30,00	431923,08	370,19	0,001	270,18	7,00	0,50	100,00	171,58	1,00	9,00	100,00	171,58

Parametri di aderenza

Strato	hi [m]	Zi [m]	Zi intermedie[m]	ov intermedie[kN/m2]	u intermedio [kN/m2]	o'v intermedie[kN/m2]	k	μ_PST	μ_PAT	μ	attrito [kN/m2]	
1	4,5	0	4,5	2,25	38,925	0	38,925	0,4	0,354	0,487	0,487	7,590
2	40	44,5	24,5	341,775	0	341,775	0,4	0,414	0,577	0,577	78,881	

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	sciolto	denso	
Battuto: Profilato d'acciaio	0,7	1,0	tg20° = 0,36
Tubo d'acciaio chiuso	1,0	2,0	
Calcestruzzo prefabbricato	1,0	2,0	tg (3φ/4)
Calcestruzzo gettato in opera	1,0	3,0	tg φ
Trivellato	0,5	0,4	tg φ
Trivellato-pressato con elica continua	0,7	0,9	tg φ

Tab. 13.2. Valori di k e μ (eq. 13.8)

In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia pari ad un'aliquota α della coesione non drenata, e che μ sia nullo. Si ha allora:

$$s = \alpha c_u \quad (13.9)$$

Indicazioni sui valori di α sono contenute nella tabella 13.3.

Tipo di palo	Valori di c _u (kPa)	Valori di α
Battuto	c _u ≤ 25	1,0
	25 < c _u < 70	1 - 0,011(c _u - 25)
	c _u ≥ 70	0,5
Trivellato	c _u ≤ 25	0,7
	25 < c _u < 70	0,7 - 0,008(c _u - 25)
	c _u ≥ 70	0,35

Tab. 13.3. Valori di α (eq. 13.9)

Qui di seguito si riporta la verifica per compressione in condizioni drenate.

diametro	D _{palo} [m]	1,00	
lunghezza	L _{palo} [m]	30,00	
	ΔL [m]	25,50	
	σ _v (L)[kN/m ²]	605,70	
profondità falda	Z _w [m]	30,00	
	h _w (L) [m]	0,00	
	γ _w [kN/m ³]	0,00	
	u(L) [kN/m ²]	0,00	
	σ' _v (L)[kN/m ²]	605,70	
tensione eff litostatica	σ' _L [kN/m ²]	403,89	
Resistenza alla punta	P [kN]	5625,39	
Resistenza alla superficie	S [kN]	893,67	
Carico limite	Q_{lim} [kN]	6519,06	
carico assiale di calcolo	Q _{Ed} [kN]	1947,00	
D/C	Q _{lim} /Q _{Ed}	3,35	VERIFICATO

Qui di seguito si riporta la verifica per trazione in condizioni drenate.

diametro	D _{palo} [m]	1,00
lunghezza	L _{palo} [m]	30,00
	ΔL [m]	25,50
	σ _v (L)[kN/m ²]	605,70
profondità falda	Z _w [m]	30,00
	h _w (L) [m]	0,00
	γ _w [kN/m ³]	0,00
	u(L) [kN/m ²]	0,00
	σ' _v (L)[kN/m ²]	605,70
tensione eff litostatica	σ' _L [kN/m ²]	403,89

Resistenza alla punta	P [kN]	0,00	
Resistenza alla superficie	S [kN]	822,18	
Carico limite	Q_{lim} [kN]	822,18	
carico assiale di calcolo	Q _{Ed} [kN]	658,00	
D/C	Q _{lim} /Q _{Ed}	1,25	VERIFICATO

Le verifiche a carico limite verticale per compressione e per trazione/sfilamento risultano essere soddisfatte.

18.1.2. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE PER AZIONI ORIZZONTALI

Qui di seguito la verifica per carico limite per azioni orizzontali.

NTC 2018	
γ _{cu}	1
γ _γ	1
γ _c	1
γ _{φ'}	1
γ _T	1,15

Sollecitazioni sul palo		
Momento sollecitante	M _{Ed} [kNm]	895
Taglio orizzontale sollecitante	V _{Ed} [kN]	523
eccentricità	e [m]	1,71

Calcolo del carico limite senza tenere conto degli effetti migliorativi della coesione.

Terreni incoerenti (c'=0)	
Palo a rotazione in testa IMPEDITA	
Meccanismo	H _{lim} [kN]
palo corto	41302,18
Palo intermedio	13804,34
palo lungo	797,89
H_{lim} [kN]	797,89
H _{lim} /V _{ed}	1,526
VERIFICATO	

Dalla tabella precedente si riscontra che, per palo a rotazione in testa impedita, il meccanismo di rottura è di PALO LUNGO il quale fornisce un coefficiente minimo di sicurezza pari a 1,526 maggiore di 1. Pertanto la verifica geotecnica risulta essere soddisfatta.