

PROPONENTE
Repower Renewable Spa
Via Lavaredo, 44
30174 Mestre (VE)

PROJECT MANAGER : Dott.Giuseppe Caricato

REPOWER
L'energia che ti serve.

PROGETTAZIONE



Sinergo Spa - via Ca' Bembo 152
30030 - Maerne di Martellago - Venezia - Italy
tel 041.3642511 - fax 041.640481
sinergospa.com - info@sinergospa.com

Progettista :
Ing. Filippo Bittante



TENPROJECT

Tenproject Srl -via De Gasperi 61
82018 S.Giorgio del Sannio (BN)
t +39 0824 337144 - f +39 0824 49315
tenproject.it - info@tenproject.it

N° COMMESSA

1416

**NUOVO PARCO EOLICO "SERRACAPRIOLA "
PROVINCIA DI FOGGIA E CAMPOBASSO
COMUNI DI SERRACAPRIOLA (FG) E ROTELLO (CB)**

PROGETTO DEFINITIVO PER AUTORIZZAZIONE

ELABORATO

RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE SULLE STRUTTURE

CODICE ELABORATO

10.1

NOME FILE

1416-PD_A_10.1_REL_r00

00	30/11/2020	PRIMA EMISSIONE	Ing. P. Paniello	Geom. E. Cossalter	Ing. Filippo Bittante
REV.	DATA	DESCRIZIONE REVISIONE	REDATTO	VERIFICA	APPROVAZIONE

INDICE

1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3. LETTERATURA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	7
4. MATERIALI	8
4.1. Calcestruzzo per magrone	8
4.2. Calcestruzzo per opere di fondazione	8
4.2.1. Pali	10
4.2.1.1. Prescrizioni di durabilità	10
4.2.1.2. Caratteristiche meccaniche	10
4.2.1. Plinto	11
4.2.1.1. Prescrizioni di durabilità	11
4.2.1.2. Caratteristiche meccaniche	11
4.2.2. Torrino	12
4.2.2.1. Prescrizioni di durabilità	12
4.2.2.2. Caratteristiche meccaniche	12
4.3. Acciaio d'armatura	13
4.3.1. Caratteristiche meccaniche	13
5. GEOMETRIA DELLE OPERE	14
5.1. Torre WTG1 – Fondazione su pali	14
5.2. Sistema di ancoraggio	15
6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	16
6.1. Modello geologico	16
6.2. Modello geotecnico	17
6.2.1. Determinazione della categoria sismica del terreno di fondazione	18
7. CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE	19
7.1. Sistema di riferimento	19
7.2. Carico da neve	20
7.3. Carico da vento estremo	20
7.4. Carico in condizioni sismiche	21
7.4.1. Carico sismico in condizioni SLO	21
7.4.2. Carico sismico in condizioni SLD	22
7.4.3. Carico sismico in condizioni SLV	22
7.4.4. Carico sismico in condizioni SLC	22
7.5. Carichi di esercizio	22

7.6. Carichi di fatica	23
7.7. Azione sismica sul plinto	23
7.8. Carichi alla base della fondazione	24
8. STRUMENTI SOFTWARE	25
8.1. Affidabilità dei codici di calcolo	25
8.2. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	26
9. VERIFICHE FONDAZIONE WTG1	27
9.1. Modello di calcolo	27
9.2. Verifiche pali CFA	30
9.2.1. Sollecitazioni	31
10. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI PROFONDE	35
10.1. Definizione, impiego e classificazione delle fondazioni profonde	35
10.2. Capacità portante per carico verticale di un palo isolato.....	36
10.3. Stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato mediante formule statiche.....	37
10.4. Capacità portante laterale	38
10.4.1. Terreni coesivi in condizioni non drenate (metodo α)	38
10.4.2. Terreni incoerenti e coesivi in condizioni drenate (metodo β).....	39
10.5. Capacità portante di punta	40
10.5.1. Terreni coesivi in condizioni non drenate	40
10.5.2. Terreni incoerenti e coesivi in condizioni drenate.....	40
10.6. Capacità portante di pali in gruppo	43
10.7. Capacità portante per carico orizzontale	44
10.7.1. Terreni a comportamento prevalentemente coesivo – rotazione impedita in testa	46
10.7.1. Terreni a comportamento prevalentemente incoerente – rotazione impedita in testa	47
10.8. Verifiche pali esterni L=25 m	50
10.8.1. Stratigrafia S1.....	50
10.8.1. Stratigrafia S2.....	52
10.9. Verifiche pali centrali L=23 m	54
10.9.1. Stratigrafia S1.....	54
10.9.2. Stratigrafia S2.....	56
10.10. Verifiche pali interni L=21 m.....	58
10.10.1. Stratigrafia S1.....	58
10.10.2. Stratigrafia S2.....	60
10.11. Verifica della capacità portante orizzontale (SLU)	62
10.11.1. Terreno incoerente.....	62
10.11.2. Terreno coesivo.....	63

10.11.3. Verifica dei cedimenti SLE	64
10.11.4. Verifica assenza trazione sui pali in condizioni SLE.....	65
11. Verifiche strutturali pali	66
11.1. Pali Φ 800 CFA – sezione di testa	66
11.2. Pali Φ 800 CFA – sezione a 4 metri.....	70
11.2.1. Verifica a punzonamento	74
11.3. Verifiche strutturali plinto	77
11.3.1. Sollecitazioni.....	77
11.3.2. Diagrammi delle sollecitazioni.....	79
11.3.3. Verifiche plinto – zona 1	81
11.3.4. Verifiche plinto – zona 2.....	84
11.3.5. Verifiche plinto – zona 3.....	87

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE E GEOTECNICO

1. PREMESSA

I calcoli della seguente relazione riguardano il dimensionamento e la verifica delle fondazioni di n.9 aerogeneratori V150-6MW HH125m denominati S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7, S8 e S9 per il parco eolico sito in Serracapriola, Foggia (FG). Dall'esame dei risultati delle indagini geologiche eseguite si ritiene opportuno realizzare fondazioni di tipo profondo per le torri eoliche, ubicate su terreni di natura argillosa.

I plinti di fondazione avranno forma circolare. Il collegamento di ogni torre alla fondazione è ottenuto attraverso un *anchor cage* fornito da VESTAS e composto da tirafondi post-tesi M42 ad alta resistenza, collegati superiormente e inferiormente con flange annegate nel calcestruzzo.

Per i parametri geotecnici del terreno si è fatto riferimento alla relazione geologica a firma del geologo Dott. Finamore dello Studio tecnico GeoService con sede a Lucera (FG), ai sondaggi geognostici e alle sezioni stratigrafiche schematiche in corrispondenza di ciascuna torre.

Per quanto riguarda la progettazione delle fondazioni si è fatto riferimento al documento n. "SERRACAPRIOLA_RP001EN_00 – 2020.11.19 "FOUNDATION LOADS – V150 – 6 MW HH125m – Project ELETTROSTUDIO ENERGIA S.R.L." fornito da Vestas e alle specifiche Vestas.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento della presente relazione sono quelle riportate nel seguito:

- **D.M. 17 Gennaio 2018**
Nuove Norme tecniche sulle Costruzioni.
- **CIRC. MINISTERIALE C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019, n.7**
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»» di cui al D.M. 17/01/18.
- **Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo**
UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-1-2:2004 Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
- **Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio**
UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**
UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali
- **Eurocodice 8 – Progettazione di strutture per la resistenza sismica**
UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione ed adeguamento di edifici

3. LETTERATURA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Per l'esecuzione delle verifiche di natura geotecnica si fa riferimento alle teorie della geotecnica riportate nei seguenti volumi:

- C. Viggiani, *Fondazioni*, Hevelius Edizioni;
- K.Terzaghi, R.B. Peck. *Geotecnica*, UTET;
- M.Tanzini, *Fondazioni*, Dario Flaccovio Editore;
- M.Barla, *Elementi di Meccanica e Ingegneria delle Rocce*, Celid.

Si fa inoltre riferimento, nel seguito, per ciò che concerne ipotesi stratigrafiche e sollecitazioni sulle opere fondazionali, ai seguenti documenti:

- SERRACAPRIOLA_RP001EN_00 – 2020.11.19 "FOUNDATION LOADS";
- 0081-5017 V04 – 2020-09-09 "General Description";
- 0081-5059_V04 – "Performance Specification V150-5.6 MW";
- 0054-6051 – "Wind farm Roads Requirements";
- 244.12RP01EN.R00 – "Transport Road Survey Report";
- 0018 – 0710 V19 – 2020-08-31 "Grouting of anchor cage 1.0 and 1.5"
- A007 – 0592_R0 "Anchor cage".

4. MATERIALI

4.1. Calcestruzzo per magrone

Calcestruzzo magro dosato a 200 kg/mc di cemento (Classe C15/20).

4.2. Calcestruzzo per opere di fondazione

I riferimenti per le caratteristiche di durabilità del calcestruzzo sono le seguenti norme:

- UNI EN 206.2016;
- UNI 11104-2016.

Di seguito si riporta un prospetto estratto da quest'ultima norma in cui sono espresse le classi minime di resistenza del calcestruzzo da impiegare in funzione della classe di esposizione del conglomerato cementizio.

VALORI LIMITE PER LA COMPOSIZIONE E LE PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO

PROSPETTO 5 UNI 11104:2016	CLASSI DI ESPOSIZIONE																		
	Massun rischio di corrosione dell'armatura		Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza	C12/15	C25/30	C30/37	C32/40	C32/40	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C30/37	C30/37	C32/40	C35/45	C30/37	C32/40	C35/45
Minimo contenuto in cemento (Kg/m³) (a)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	
Contenuto minimo in aria (%)												(b)	4,0 (a)						
Altri requisiti						È richiesto l'utilizzo di cementi resistenti all'acqua di mare secondo UNI 9156						È richiesto l'utilizzo di aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				In caso di esposizione a terreno o acqua del terreno contenente solfati nei limiti del prospetto 2 della UNI EN 206:2014, è richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati (c)			

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è valutata come:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

in cui:

- f_{ck} rappresenta la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni di maturazione;
- γ_c è fattore parziale di sicurezza per il calcestruzzo, pari a 1.50;
- α_{cc} risulta il coefficiente che tiene conto degli effetti di lunga durata sulla resistenza a compressione, pari a 0,85.

La resistenza a trazione di progetto, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{ctk} rappresenta la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo, definita secondo il §11.2.10.2 delle NTC 2018.

La resistenza a trazione assiale caratteristica del calcestruzzo, f_{ctk} , risulta essere pari a:

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

La resistenza media a trazione semplice (assiale), f_{ctm} , è pari a:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60$$

Il modulo elastico E_{cm} , in sede di progettazione si può assumere pari a:

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

in cui f_{cm} rappresenta il valore medio della resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcolato come:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

La solidarietà tra barre di acciaio e calcestruzzo è garantita dall'aderenza che si sviluppa lungo le superfici che vengono a contatto tra loro. Per espletare tale funzione le barre devono essere perfettamente aderenti al calcestruzzo che le circonda. La tensione che si genera assicura la trasmissione degli sforzi di scorrimento tra i due materiali.

La resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

in cui f_{bk} rappresenta la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$$

dove:

- η_1 è pari a 1,00 in condizioni di buona aderenza ovvero pari a 0,7 in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa;
- $\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro ≤ 32 mm, altrimenti pari a $\eta_2 = (132 - \Phi)/100$;

4.2.1. Pali

4.2.1.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC2
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.60
Minimo contenuto di cemento	300 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro minimo (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C25/30

4.2.1.2. Caratteristiche meccaniche

CALCESTRUZZO	CLASSE C30/37	
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} [MPa]	37.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f _{ck} [MPa]	30.71
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f _{cd} [MPa]	17.40
Valore medio della resistenza a compressione	f _{cm} [MPa]	38.71
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f _{ctm} [MPa]	2.94
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f _{ctk} [MPa]	2.06
Resistenza a trazione semplice di progetto	f _{ctd} [MPa]	1.37
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f _{bk} [MPa]	4.63
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f _{bd} [MPa]	3.09
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	18.43
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	13.82
Modulo di elasticità secante	E _{cm} [MPa]	33019.43
Peso specifico	P _c [kN/m ³]	25.00

4.2.1. Plinto

4.2.1.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C32/40

4.2.1.2. Caratteristiche meccaniche

CALCESTRUZZO	CLASSE C32/40	
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} [MPa]	40.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f _{ck} [MPa]	33.20
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f _{cd} [MPa]	18.81
Valore medio della resistenza a compressione	f _{cm} [MPa]	41.20
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f _{ctm} [MPa]	3.10
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f _{ctk} [MPa]	2.17
Resistenza a trazione semplice di progetto	f _{ctd} [MPa]	1.45
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f _{bk} [MPa]	4.88
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f _{bd} [MPa]	3.25
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	19.92
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	14.94
Modulo di elasticità secante	E _{cm} [MPa]	33642.78
Peso specifico	P _c [kN/m ³]	25.00

4.2.2. Torino

4.2.2.1. Prescrizioni di durabilità

PRESCRIZIONI DI DURABILITA' (UNI EN 206-2016 - UNI EN 11104:2016)	
Corrosione indotta dalla carbonatazione	XC4 + XS1
Classe di lavorabilità	S4
Massimo rapporto acqua/cemento	0.50
Minimo contenuto di cemento	340 kg/m ³
Contenuto minimo di aria	-
Copriferro netto (vd. elaborati progettuali)	60 mm
Classe minima	C32/40

4.2.2.2. Caratteristiche meccaniche

CALCESTRUZZO	CLASSE C45/55	
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck} [MPa]	55.00
Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f _{ck} [MPa]	45.65
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f _{cd} [MPa]	25.87
Valore medio della resistenza a compressione	f _{cm} [MPa]	53.65
Valore medio della resistenza a trazione semplice	f _{ctm} [MPa]	3.83
Resistenza a trazione semplice caratteristica	f _{ctk} [MPa]	2.68
Resistenza a trazione semplice di progetto	f _{ctd} [MPa]	1.79
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f _{bk} [MPa]	6.04
Resistenza tangenziale di aderenza di progetto	f _{bd} [MPa]	4.02
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo caratteristica	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	27.39
Massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ per combo quasi permanente	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	20.54
Modulo di elasticità secante	E _{cm} [MPa]	36416.11
Peso specifico	P _c [kN/m ³]	25.00

4.3. Acciaio d'armatura

4.3.1. Caratteristiche meccaniche

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato da un valore nominale della tensione caratteristica di snervamento $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$. La resistenza di calcolo f_{yd} è data da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

in cui γ_s è il fattore parziale di sicurezza per l'acciaio, pari a 1,15.

Il valore di progetto del modulo elastico E_s si assume pari a 210000 MPa.

I materiali, relativamente alle costruzioni in zona sismica, rispettano altresì le prescrizioni contenute al paragrafo §7.4.2.

Di seguito una tabella riepilogativa per quanto concerne le caratteristiche meccaniche delle barre d'armatura.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	B450C	
Tensione caratteristica di rottura	f_{stk} [MPa]	540
Tensione caratteristica di snervamento	f_{syk} [MPa]	450
Tensione di progetto di snervamento	f_{syd} [MPa]	391.3
Modulo di elasticità normale	E_s [MPa]	210000
Modulo di elasticità trasversale	G [MPa]	80769
Peso specifico	P_s [kN/m ³]	78.50
Coefficiente di dilatazione termica per temperatura fino a 100°C	α [°C ⁻¹]	1.20E-05

5. GEOMETRIA DELLE OPERE

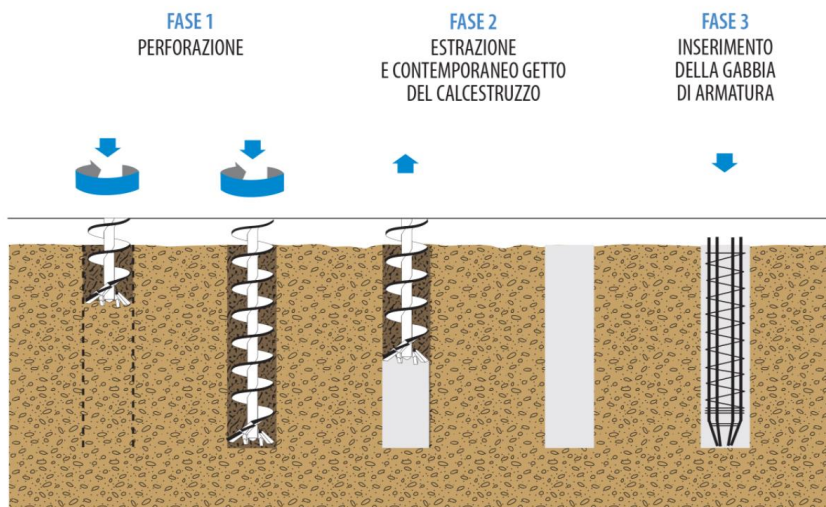
5.1. Torre WTG1 – Fondazione su pali

I plinti delle torri eoliche hanno forma circolare. Data la natura coesiva del terreno, come descritto nei capitoli successivi, le fondazioni saranno del tipo profondo. Si è scelto di utilizzare pali CFA.

I pali CFA (Continuos Flight Auger), o pali ad elica continua, sono pali trivellati di medio – grande diametro, compreso in genere tra 300 mm e 1400 mm, gettati in opera con profondità massime che possono raggiungere i 35 m. Nell'esecuzione dei pali CFA vi è una parziale asportazione di terreno, ma non vengono utilizzati fanghi bentonitici o polimeri, né tubi forma di rivestimento, fatto che semplifica lo smaltimento del terreno di scarto e che li rende impiegabili anche nelle vicinanze di falde acquifere potabili.

L'esecuzione di un palo CFA prevede tre fasi:

- **FASE 1 – PERFORAZIONE:** la perforazione del palo avviene tramite l'inserimento nel terreno di un macchinario a forma di elica continua o coclea, saldata ad un'asta cava centrale. In corrispondenza della punta si trovano dei denti che facilitano la penetrazione della coclea nel terreno. L'asta di perforazione viene spinta verso il basso e allo stesso tempo posta in rotazione. Si realizza così un foro di diametro pari al diametro esterno dell'elica. L'estremità inferiore dell'asta cava è chiusa durante la perforazione; questo determina quindi una compressione del terreno laterale e un conseguente aumento della densità naturale originaria del terreno.
- **FASE 2 – ESTRAZIONE E GETTO DEL CALCESTRUZZO:** raggiunta la profondità di progetto, si esegue il getto del calcestruzzo che fuoriesce in pressione attraverso il foro localizzato alla base dell'asta cava della coclea. Contemporaneamente al getto, l'asta viene estratta dal foro, facilitata dalla pressione esercitata verso l'alto dal calcestruzzo in pressione. Il getto procede fino ad ultimazione del palo sfilando gradualmente la coclea mentre il calcestruzzo fluisce con continuità. Il getto termina al raggiungimento della quota di piano campagna.
- **FASE 3 – ARMATURA:** a calcestruzzo ancora fresco si procede con l'inserimento dell'armatura, precedentemente assemblata in cantiere o in stabilimento. L'armatura viene sollevata per mezzo di una gru e inserita nel foro.

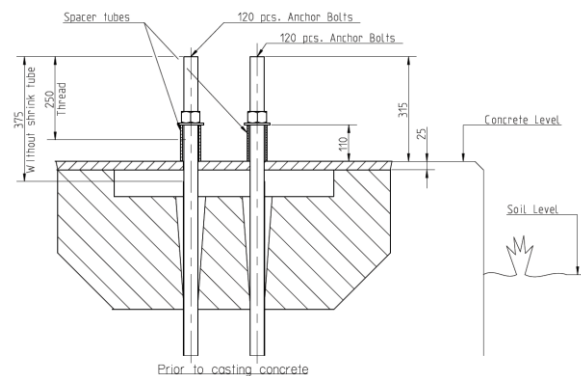
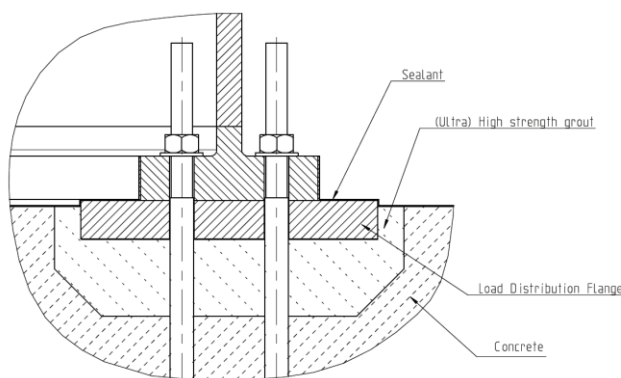
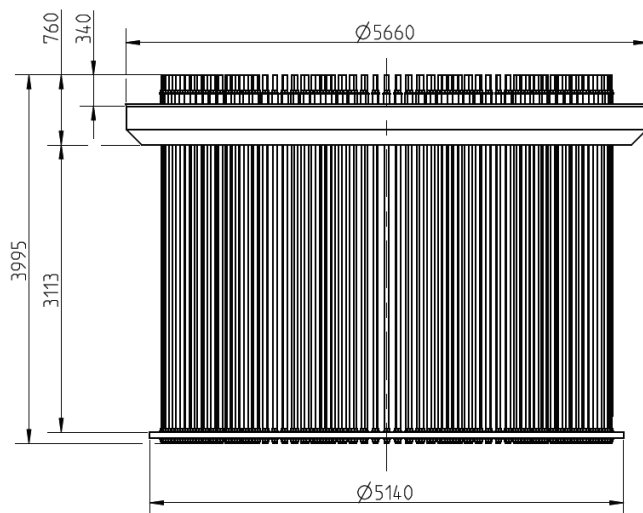
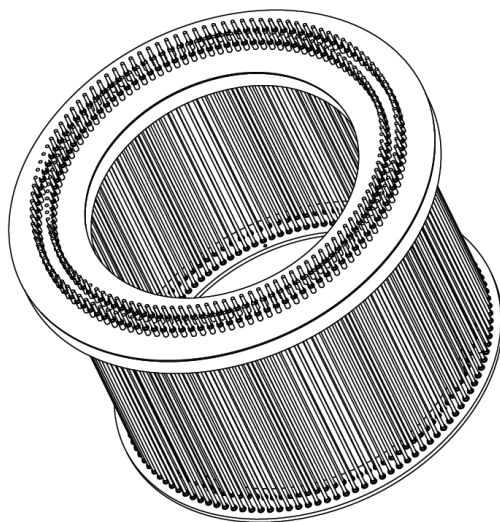


Fasi di lavoro palo CFA

I pali CFA vengono spesso utilizzati in sabbie ghiaiose e argille o in terreni a rischio frane. I macchinari utilizzati permettono inoltre di attraversare strati di rocce tenere o ghiaie grossolane. Le velocità di rotazione e di penetrazione variano in funzione delle caratteristiche del terreno.

5.2. Sistema di ancoraggio

Il sistema di ancoraggio è illustrato nelle figure seguenti e consiste in tirafondi M42 post-tesi di lunghezza pari a 3,995 m, collegati tra loro da una piastra superiore e inferiore. Il dispositivo di ancoraggio è fornito dal manufacturer Vestas, e si rimanda alle specifiche Vestas per i dettagli sulla sua messa in opera.



Anchor cage

6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

6.1. Modello geologico

Data l'estensione areale del parco eolico, sono stati eseguiti n.2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, uno ricadente nell'area settentrionale del parco, alle quote topografiche maggiori, ed uno nella zona meridionale, alle minori quote. Partendo dai risultati dei suddetti sondaggi geognostici si sono definiti rispettivamente due diversi modelli geologici.

Come si ha modo di osservare, entrambi i modelli presentano dei limi argillosi a vario contenuto di componente sabbiosa e di strati o livelli di sabbie medie e fini a diverse profondità. Per maggiori informazioni si veda la Relazione Geologica.

Nello specifico, si riportano le stratigrafie ricavate, con indicazione dei diversi litotipi e relative profondità.

Profondità (m)		Spessore (m)	Descrizione
0,0	0,9	0,9	Rilevato stradale
0,9	2,6	1,7	Terreno vegetale
2,6	8,6	6	Limo argilloso debolmente sabbioso
8,6	28,5	19,9	Limo argilloso sabbioso
28,5	30,0	1,5	Sabbie medie e fini

Profilo litostratigrafico sondaggio S1

Profondità (m)		Spessore (m)	Descrizione
0,0	1,5	1,5	Terreno vegetale
1,5	2,5	1	Limo argilloso debolmente sabbioso
2,5	5,7	3,2	Limo argilloso
5,7	7,8	2,1	Limo argilloso debolmente sabbioso
7,8	12,6	4,8	Sabbie medie e fini
12,6	13,0	0,4	Limo argilloso
13,0	15,0	2	Limo argilloso sabbioso

Profilo litostratigrafico sondaggio S2

I modelli stratigrafici indicati in questa fase progettuale rappresentano un'indicazione di massima della stratigrafia attesa. Si sottolinea come, nell'eventualità di un progetto esecutivo, rimane la necessità di procedere alla definizione di un accurato modello litostratigrafico per ogni torre eolica che si andrà a realizzare.

6.2. Modello geotecnico

Seguendo lo stesso approccio spiegato precedentemente nella definizione di due diversi modelli geologici, si sono definiti due diversi modelli geotecnici, nei quali si sono accorpati livelli e strati appartenenti a litologie dalle caratteristiche granulometriche e geotecniche simili. Nello specifico, per la definizione dei caratteri geotecnici dei diversi strati, si sono utilizzati:

- risultati delle prove di laboratorio per i parametri quali peso specifico (γ), coesione (C'), coesione non drenata (C_u) ed angolo d'attrito (ϕ');
- risultati delle MASW per il modulo di Poisson (ν);
- risultati delle prove penetrometriche mediante le correlazioni precedentemente riportate per la definizione dei moduli elastico (E), modulo elastico non drenato (E_u), modulo edometrico (E_d) e modulo di taglio (G).

Di seguito si riportano i modelli definiti: il modello geotecnico n.1 si riferisce al sondaggio B1, mentre il modello geotecnico deriva dal sondaggio B2.

Profondità (m)		Spessore (m)	Descrizione	Poisson (-)	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	E_u (MPa)	E_d (MPa)	G (MPa)
0,0	1,0	1,0	Rilevato stradale/Terreno vegetale	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1,0	7,8	6,8	Limo argilloso debolmente sabbioso	0,37	20,48	210	25,25	26	3,48	7,15	6,15	1,10
7,8	28,5	20,7	Limo argilloso sabbioso consistente o molto consistente	0,42	20,93	226	29,96	21	13,75	29,29	35,10	3,99

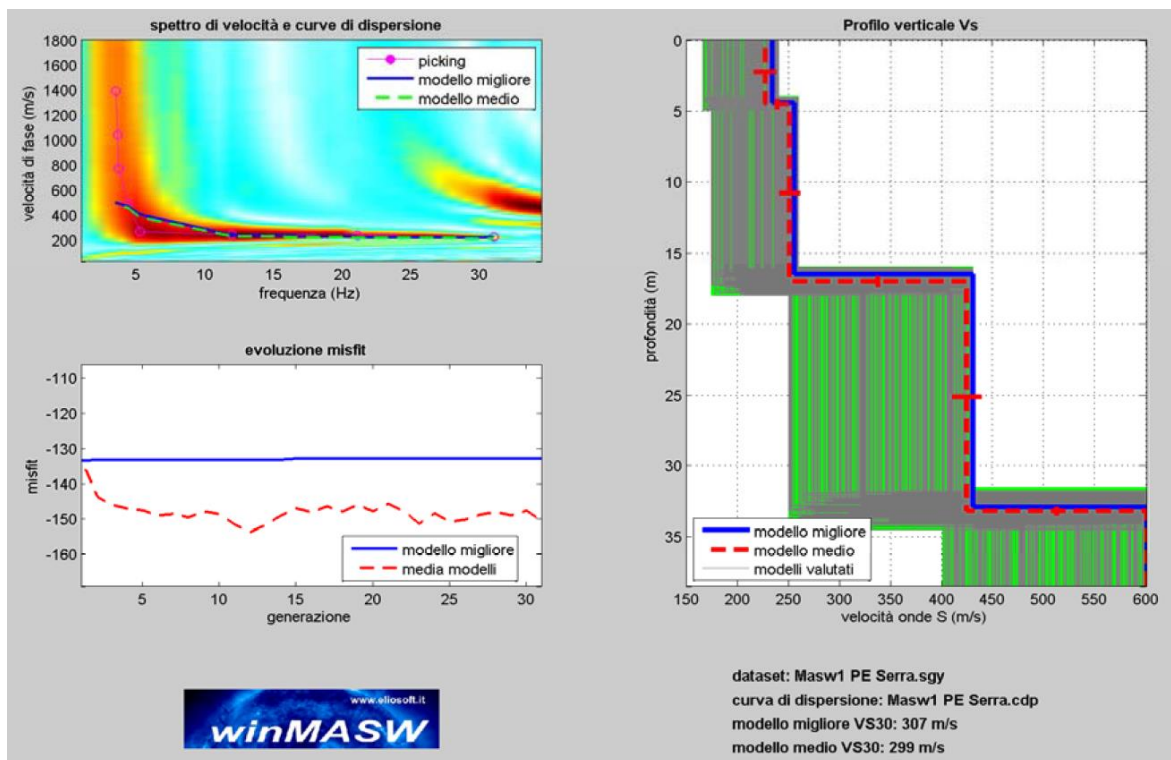
Modello geotecnico n.1

Profondità (m)		Spessore (m)	Descrizione	Poisson (-)	γ (kN/m ³)	C_u (kPa)	C' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	E_u (MPa)	E_d (MPa)	G (MPa)
0,0	1,5	1,5	Coltre alterata	0,37	19,10	25	-	20	2,26	4,64	4,00	0,71
1,5	7,8	6,3	Limo argilloso debolmente sabbioso	0,37	19,12	190	26,30	24	10,50	21,58	18,57	3,31
7,8	12,6	4,8	Sabbie medie e fini molto addensate	0,37	25,00	-	-	43	115,22	236,78	203,79	36,29
12,6	15,0	2,4	Limo argilloso sabbioso	0,42	19,12	190	26,30	24	10,50	22,37	26,80	3,05

Modello geotecnico n.2

6.2.1. Determinazione della categoria sismica del terreno di fondazione

Per la determinazione della categoria sismica del terreno di fondazione si fa riferimento alla prova MASW1 all'interno dell'area ove verrà ubicato il parco eolico di Serracapriola. Come riportato nel report specialistico, in funzione della velocità delle $V_{S,30}$, pari a 299 m/s, il terreno di fondazione appartiene alla categoria sismica C.



Risultati prova MASW1

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

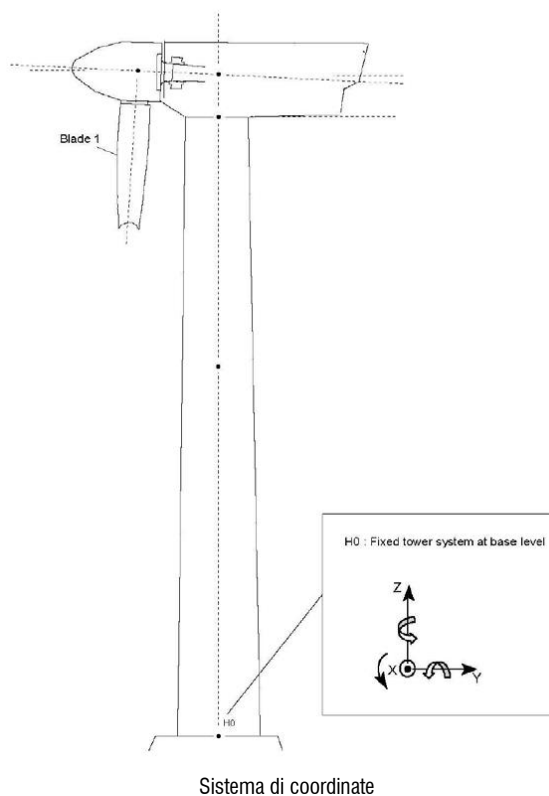
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari 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	Depositi 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	Depositi 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.

Categorie di sottosuolo

7. CARICHI AGENTI IN FONDAZIONE

I carichi agenti sulla sommità della fondazione sono stati ricavati dal documento "SERRACAPRIOLA_RP001EN_00 – 2020.11.19 "FOUNDATION LOADS – V150 – 6 MW HH125m – Project ELETTRSTUDIO ENERGIA S.R.L." fornito dal manufacturer dell'aerogeneratore Vestas.

7.1. Sistema di riferimento



Le sollecitazioni sono applicate a +20 cm sul piano dell'estradosso della flangia di base del primo concio della torre. In particolare:

- **M_{res} : extreme resulting bending moment;**
- **M_z : simultaneous torsion moment;**
- **F_{res} : simultaneous resulting shear force;**
- **F_z : simultaneous vertical force.**

7.2. Carico da neve

Di seguito si riportano i carichi caratteristici dovuti all'effetto della neve. A tali carichi non è stato applicato alcun coefficiente parziale di sicurezza.

Zone		II	
Regional altitude reference	$a_s =$	200	m
Site altitude on sea level	$a_s =$	131	m
Characteristic snow load for $a_s \leq 200$ m	$q_{sk} =$	1,00	kN/m ²
Characteristic snow load for $a_s > 200$ m	$q_{sk} = 0,85 \cdot [1 + (a_s/481)^2] =$	/	kN/m ²
Shape coefficient	$\mu_i =$	0,8	
Exposure coefficient	$C_E =$	1,0	
Thermal coefficient	$C_t =$	1	
Snow load	$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t =$	0,80	kN/m ²

Snow Loads					
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
0	0	-112,47	0	0	0

Carico da neve caratteristico

7.3. Carico da vento estremo

Di seguito si riportano i carichi caratteristici dovuti all'azione del vento. A tali carichi non è stato applicato alcun coefficiente parziale di sicurezza.

Zone		3	/
Regional altitude reference	$a_0 =$	500	m
Site altitude on sea level	$a_s =$	131	m
Zone wind speed reference	$V_{b,0} =$	27	m/s
Parameter K_s	$K_s =$	0,37	/
Altitude coefficient c_a	$c_a = 1 + K_s(a_s/a_0 - 1) =$	1,00	/
Zone wind speed reference $a_s > a_0$	$V_b = V_{b,0} \cdot c_a =$	27,00	m/s
Conventional air density	$\rho =$	1,25	kg/m ³
Return coefficient	$c_r =$	1	/
Reference wind speed	$V_r = V_b \cdot c_r =$	27,00	m/s
Reference kinetic pressure	$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot V_r^2 =$	455,63	N/m ²
Terrain roughness class		D	/
Exposure category		II	/
Exposure definition parameters			
	$k_r =$	0,19	/
	$z_0 =$	0,05	m
	$z_{min} =$	4	m
Topographic coefficient	$c_t =$	1	/
Exposure coefficient			
for $z < z_{min}$	$c_e(z) = c_e(z_{min}) =$	1,801	/
for $z \geq z_{min}$	$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$		
Pressure coefficient	$c_p =$	0,70	/
Dynamic coefficient	$c_d =$	1,00	/

Characteristic Extreme Wind Loads			
M_{res}	M_z	F_{res}	F_z
[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
154827	4903	1507	-6622

Carico da vento estremo caratteristico

7.4. Carico in condizioni sismiche

I carichi in condizioni sismiche sono valutati in accordo con il D.M. 17 Gennaio 2018 Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" e la Circolare 21 gennaio 2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. Sono state considerate anche le risultanze delle indagini geologiche di riferimento.

I parametri sono calcolati in corrispondenza della torre S9; si riportano di seguito le coordinate geografiche.

WTG n	Latitude [°]	Longitude [°]
S9	41,802115	15,203753

Coordinate geografiche

Parameters of the structure					
Use Class	Life V_N [years]	Use Class C_u	Period V_R [years]	Soil Category	Topographic Category
IV	50	2,0	100	C	T1

Parametri sismici di progetto

	T_R	a_g	F_o	T_c*	C_c	T_B	T_c	T_D	S_s	S_T	S
SLO	60	0,0807	2,4854	0,2963	1,5686	0,1549	0,4648	1,9227	1,5000	1,0000	1,5000
SLD	101	0,1030	2,5118	0,3027	1,5577	0,1572	0,4715	2,0119	1,5000	1,0000	1,5000
SLV	949	0,2660	2,4352	0,3417	1,4965	0,1705	0,5114	2,6641	1,3113	1,0000	1,3113
SLC	1950	0,3455	2,4291	0,3535	1,4798	0,1744	0,5231	2,9820	1,1964	1,0000	1,1964

Valori degli spettri di risposta di progetto

7.4.1. Carico sismico in condizioni SLO

S.L.O. Seismic Loads					
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
14,19	47,31	-6825,07	-4805,78	1441,73	1,30

Sollecitazioni allo SLO

7.4.2. Carico sismico in condizioni SLD

S.L.D. Seismic Loads					
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
19,43	64,77	-6825,07	-6579,53	1973,86	1,78

Sollecitazioni allo SLD

7.4.3. Carico sismico in condizioni SLV

S.L.V. Seismic Loads					
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
40,74	135,80	-6825,07	-13794,62	4138,39	3,72

Sollecitazioni allo SLV

7.4.4. Carico sismico in condizioni SLC

S.L.C. Seismic Loads					
F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	M_x [kNm]	M_y [kNm]	M_z [kNm]
55,14	183,79	-6825,07	-18670,19	5601,06	5,04

Sollecitazioni allo SLC

7.5. Carichi di esercizio

Si riportano I carichi di esercizio forniti da Vestas:

- Char.load : carico caratteristico;
- Prob.:1e-2: carico con probabilità di superamento 1e-2;
- Prob.:1e-4: carico con probabilità di superamento 1e-4.

Production loads				
		Char. load	Prob.:1e-2	Prob.:1e-4
Mres	[kNm]	157600,00	122338,30	130477,16
Mz	[kNm]	-18036,65	-4051,23	-6461,29
Fres	[kN]	1317,84	920,44	1043,39
Fz	[kN]	-6993,40	-6825,07	-6860,70

Carichi di esercizio

7.6. Carichi di fatica

Per la fondazione devono essere considerati i carichi medi. I carichi medi devono essere combinati con i carichi equivalenti o con lo spettro del carico di fatica.

I carichi sono posti all'altezza di + 0,20 m. I carichi equivalenti indicati possono essere utilizzati solo se la proprietà del materiale può essere caratterizzata da una curva S / N con la stessa pendenza data per i carichi equivalenti.

Equivalent and Mean Fatigue Foundation Loads				
		Mean load	Range m = 4	Range m = 7
Fy	[kN]	506,92	635,67	564,32
Mx	[kNm]	-68427,68	38795,72	46915,16
Mz	[kNm]	-297,66	9201,56	8584,76

Carichi di fatica per N=1E7 cicli

7.7. Azione sismica sul plinto

L'analisi sismica sulla fondazione della torre è stata svolta considerando il metodo semplificato dell'analisi pseudostatica. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \mp 0,50 K_h$$

in cui:

- β_s è un coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito
- g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame β_s risulta pari a 0,28.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

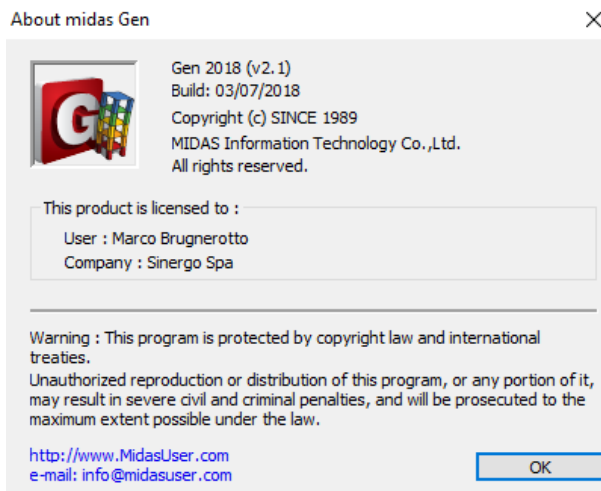
Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima al sito

7.8. Carichi alla base della fondazione

I carichi alla base della fondazione si ottengono aggiungendo ai carichi verticali che agiscono in sommità della fondazione, i pesi propri del terreno e del plinto di fondazione, incrementando altresì i momenti agenti in sommità del piedistallo del momento di trasporto dovuto alle forze orizzontali.

8. STRUMENTI SOFTWARE

Per la modellazione dei plinti di fondazione delle torri eoliche è stato impiegato il software MIDAS GEN di cui si detiene regolare licenza.

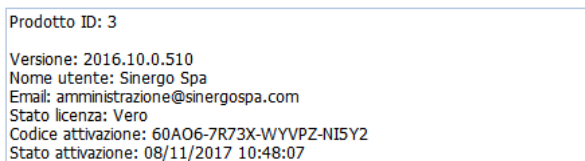


Per il preprocessing e postprocessing dei risultati sono stati impiegati fogli di calcolo Microsoft Excel ®.

Per le verifiche delle sezioni in c.a. per gli SLU/SLV e SLE si è impiegato il software RC-SEC della GeoStru, di cui si possiede regolare licenza:



Copyright © 2017



8.1. Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo dei softwares ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore dei software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

8.2. Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

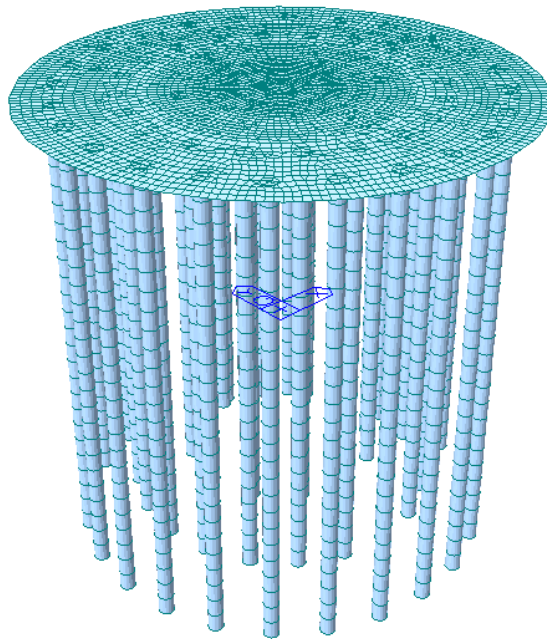
I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di primo dimensionamento della struttura, come sopra riportato. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

9. VERIFICHE FONDAZIONE WTG1

9.1. Modello di calcolo

Il modello di calcolo è stato sviluppato con il Software FEM MidasGEN. Da come è possibile vedere nella figura seguente, il plinto di fondazione è modellato con elementi plate, mentre i pali sono stati schematizzati con elementi beam.

Lo scopo di questa modellazione è stato quello di ricavare le sollecitazioni flessioni M, taglianti V e assiani N sui singoli pali e sul plinto di fondazione, in modo da disporre il dimensionamento e le opportune verifiche.



Modello FEM

Section Data

DB/User

Section ID: 1

Name: PALO CFA 800

Sect. Name: [User]

D: 0.8 m

Offset: Center-Center

Consider Shear Deformation:

Section Properties

	Value	Unit
Area	5.026548e-001	m ²
Asy	4.523893e-001	m ²
Asz	4.523893e-001	m ²
Ixx	4.021239e-002	m ⁴
Iyy	2.010619e-002	m ⁴
Izz	2.010619e-002	m ⁴
Cyp	4.000000e-001	m
Cym	4.000000e-001	m
Czp	4.000000e-001	m
Czm	4.000000e-001	m
Qyb	5.333333e-002	m ²
Qzb	5.333333e-002	m ²
Peri:O	2.513274e+000	m
Peri:l	0.000000e+000	m
Center:y	4.000000e-001	m
Center:z	4.000000e-001	m
v1	0.000000e+000	m
z1	4.000000e-001	m
v2	4.000000e-001	m
z2	0.000000e+000	m
v3	0.000000e+000	m
z3	-4.000000e-001	m
y4	-4.000000e-001	m
z4	0.000000e+000	m

Proprietà elemento beam (pali di fondazione)

Material Data [X]

General
 Material ID: 3 Name: C30/37 PALI

Elasticity Data
 Type of Design: Concrete

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Steel
 Standard: [] DB: [] Product: []

Concrete
 Standard: NTC18(RC) Code: [] DB: C30/37

Steel
 Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0
 Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[C]
 Weight Density: 0 kN/m³
 Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Concrete
 Modulus of Elasticity: 3.2836e+007 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0.2
 Thermal Coefficient: 1.0000e-005 1/[C]
 Weight Density: 25 kN/m³
 Use Mass Density: 2.549 kN/m³/g

Material Data [X]

General
 Material ID: 4 Name: C32/40 PLINTO

Elasticity Data
 Type of Design: Concrete

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Steel
 Standard: [] DB: [] Product: []

Concrete
 Standard: NTC18(RC) Code: [] DB: C32/40

Steel
 Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0
 Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[C]
 Weight Density: 0 kN/m³
 Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Concrete
 Modulus of Elasticity: 3.3345e+007 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0.2
 Thermal Coefficient: 1.0000e-005 1/[C]
 Weight Density: 25 kN/m³
 Use Mass Density: 2.549 kN/m³/g

Material Data [X]

General
 Material ID: 5 Name: C45/55 TORRINO

Elasticity Data
 Type of Design: Concrete

Type of Material
 Isotropic Orthotropic

Steel
 Standard: [] DB: [] Product: []

Concrete
 Standard: NTC18(RC) Code: [] DB: C45/55

Steel
 Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0
 Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[C]
 Weight Density: 0 kN/m³
 Use Mass Density: 0 kN/m³/g

Concrete
 Modulus of Elasticity: 3.6283e+007 kN/m²
 Poisson's Ratio: 0.2
 Thermal Coefficient: 1.0000e-005 1/[C]
 Weight Density: 25 kN/m³
 Use Mass Density: 2.549 kN/m³/g

Proprietà materiali calcestruzzo

Nelle tabelle seguenti sono sintetizzate le combinazioni di carico, gli involucri e i coefficienti adottati.

N	Name Combo	G ₁	G _{1,RIPORTO}	Q	NEVE	SLO	SLD	SLV	SLC	VENTO	CARICHI ESERCIZIO: CHAR LOAD	CARICHI ESERCIZIO: PROB.: 1e-2	CARICHI ESERCIZIO: PROB.: 1e-4	CARICHI FATICA: MEAN LOAD	CARICHI FATICA: RANGE m=4	CARICHI FATICA: RANGE m=7	TERRENO DI RIPORTO SISMA X	TERRENO DI RIPORTO SISMA Y	
1	SLU 1 NEVE	1.3	1.3		1.5					0.9									
2	SLU 2 VENTO	1.3	1.3		0.8					1.5									
3	QUASI PERMANENTE	1.0	1.0									1.0							
4	RARA	1.0	1.0										1.0						
5	COMBO FATICA 1	1.0	1.0											1.0					
6	COMBO FATICA 2	1.0	1.0												1.0				
7	COMBO FATICA 3	1.0	1.0													1.0			
8	SLV1	1.0	1.0					1.0				1.0					1.0		
9	SLV2	1.0	1.0					1.0				1.0						1.0	
10	SLV3	1.0	1.0					1.0				1.0						-1.0	
11	SLV4	1.0	1.0					1.0				1.0							-1.0
12	SLV5	1.0	1.0					-1.0				1.0							-1.0
13	SLV6	1.0	1.0					-1.0				1.0							-1.0
14	SLV7	1.0	1.0					-1.0				1.0						1.0	
15	SLV8	1.0	1.0					-1.0				1.0							1.0

9.2. Verifiche pali CFA

Sotto il plinto della Fondazione WTG1 vengono disposti 56 pali di tipo CFA, $\Phi 800$ mm aventi lunghezza compresa tra 21 e 25 m.

Per le verifiche è stata considerata la situazione stratigrafica descritta precedentemente.

La falda si trova a circa 12 m dal piano campagna.

La capacità portante del terreno è stata verificata sia in condizioni non drenate sia in condizioni drenate, sia per l'azione del vento che per l'azione sismica, nonché per i carichi statici, secondo la combinazione A1 + M1 + M3.

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

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

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

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

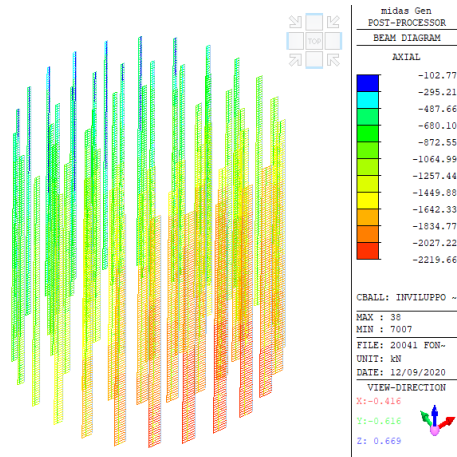
Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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

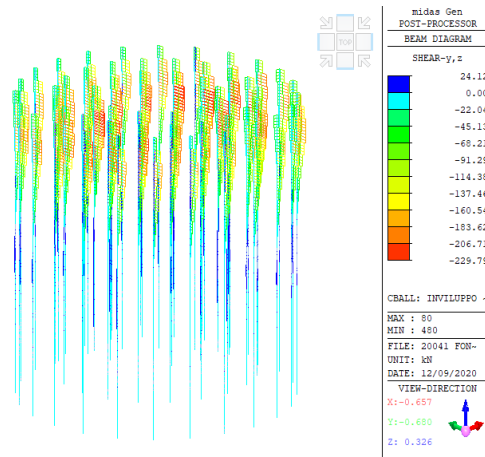
⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza di calcolo del palo singolo R_d viene determinata nei paragrafi successivi mediante metodi di calcoli analitici, con riferimento ai parametri del terreno.

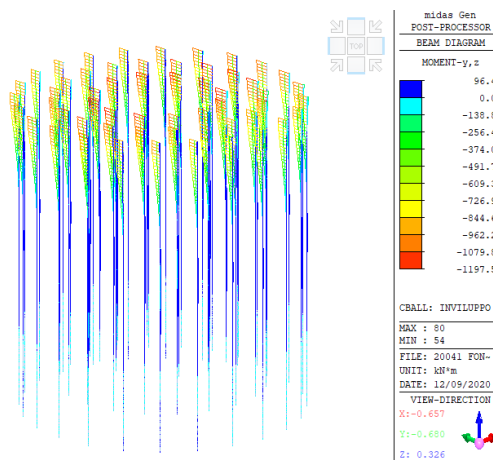
9.2.1. Sollecitazioni



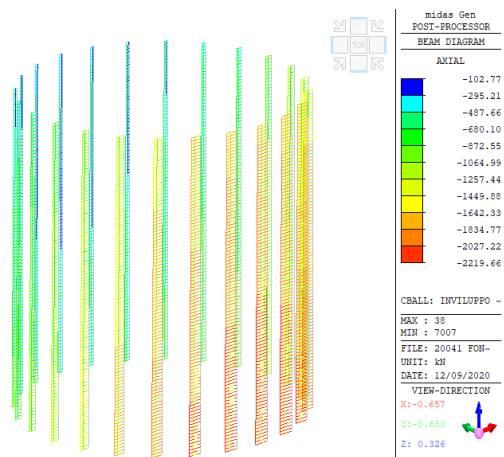
Inviluppo Sforzo Normale allo SLU/SLV



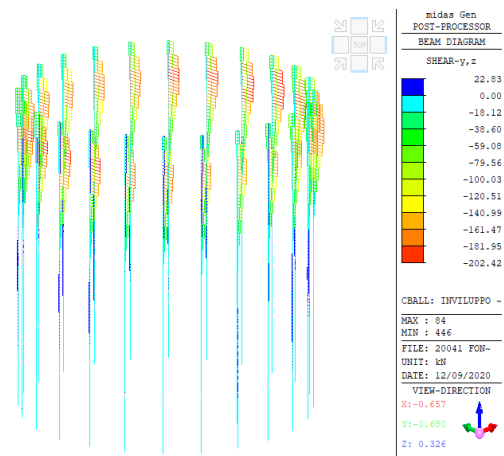
Inviluppo Taglio allo SLU/SLV



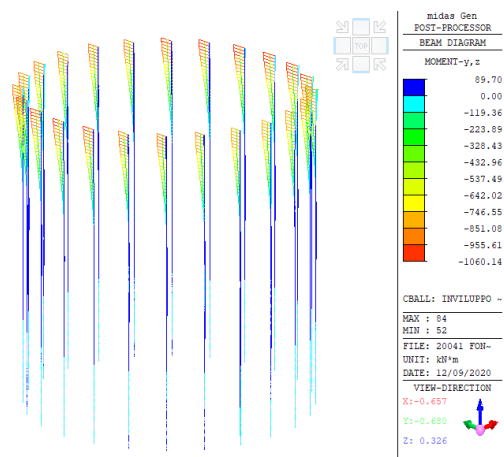
Inviluppo Momento Flettente allo SLU/SLV



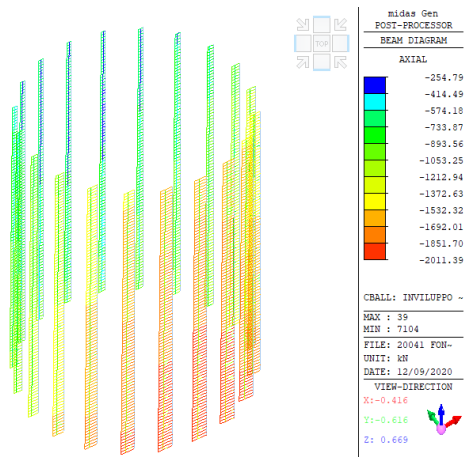
Pali Esterni 25 m – Involuppo Sforzo Normale allo SLU/SLV



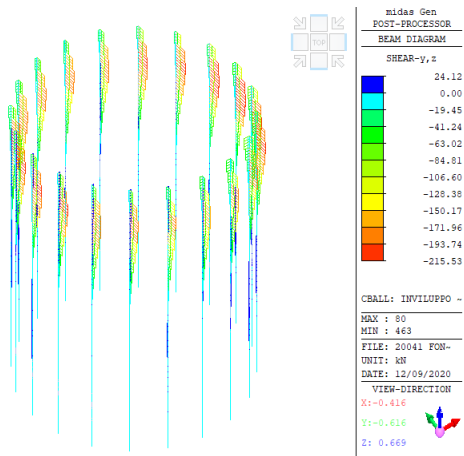
Pali Esterni 25 m – Involuppo Taglio V_x e V_y allo SLU/SLV



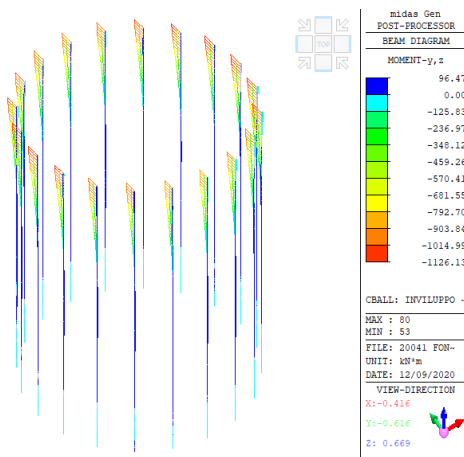
Pali Esterni 25 m – Involuppo Momento Flettente M_y e M_z allo SLU/SLV



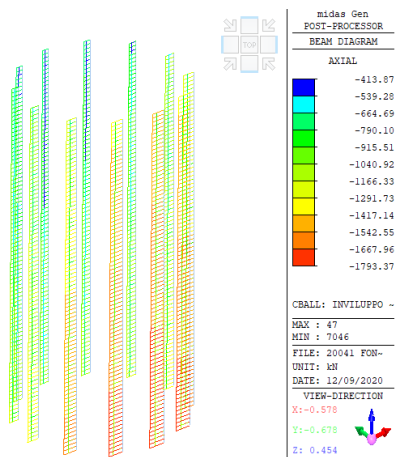
Pali Centrali 23 m – Inviluppo Sforzo Normale allo SLU/SLV



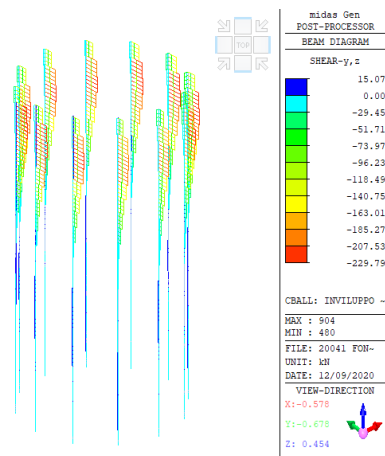
Pali Centrali 23 m – Inviluppo Taglio V_x e V_y allo SLU/SLV



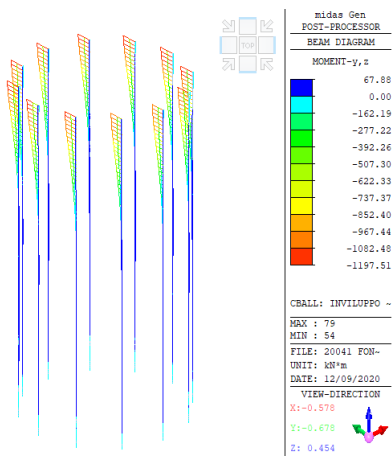
Pali Centrali 23 m – Inviluppo Momento Flettente M_y e M_z allo SLU/SLV



Pali Interni 21 m – Inviluppo Sforzo Normale allo SLU/SLV



Pali Centrali 23 m – Inviluppo Taglio V_x e V_y allo SLU/SLV



Pali Centrali 23 m – Inviluppo Momento Flettente M_y e M_z allo SLU/SLV

10. CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI PROFONDE

10.1. Definizione, impiego e classificazione delle fondazioni profonde

Terzaghi definisce profonda una fondazione per la quale il rapporto tra la profondità della base d'appoggio, D , e la larghezza, B , è maggiore di 10. Per le fondazioni profonde non è trascurabile, ed anzi è spesso prevalente, il contributo alla capacità portante delle tensioni tangenziali d'attrito e di aderenza tra il terreno e la superficie laterale della fondazione.

Le più comuni fondazioni profonde sono i pali di fondazione.

Le fondazioni profonde sono di norma più costose delle fondazioni superficiali, per cui si ricorre ad esse quando la soluzione con fondazioni superficiali non è in grado di soddisfare le esigenze del problema geotecnico. In particolare le fondazioni profonde sono impiegate per:

- trasferire il carico a strati di terreno profondi più resistenti;
- trasferire il carico anche attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto;
- resistere ad azioni di trazione;
- resistere ad azioni orizzontali;
- resistere in gruppo a carichi inclinati;
- assicurare la stabilità anche in caso di scalzamento degli strati superficiali.

I pali di fondazione possono essere classificati in base a differenti criteri:

Rispetto alle dimensioni

- piccolo diametro o micropali ($d \leq 25 \text{ cm}$);
- medio diametro ($30 \leq d \leq 60 \text{ cm}$);
- grande diametro ($d \geq 80 \text{ cm}$).

Rispetto al materiale costituente

- calcestruzzo (prefabbricato o gettato in opera);
- acciaio;
- legno.

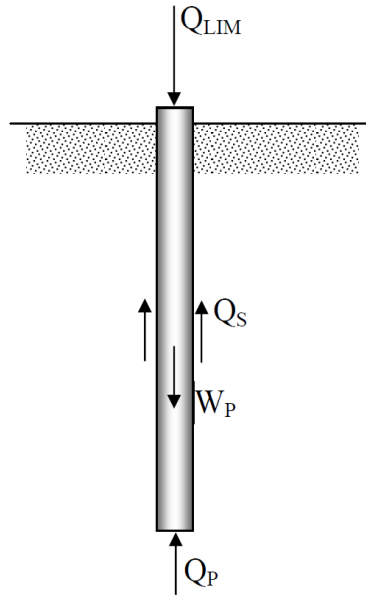
Rispetto al procedimento costruttivo

- infissi (senza asportazione di terreno, prefabbricati o gettati in opera);
- trivellati (con asportazione di terreno);
- trivellati con elica continua (parziale asportazione di terreno).

Quest'ultimo criterio è il più importante, poiché il comportamento meccanico, resistente e deformativo, del sistema palo-terreno è fortemente dipendente, oltre che dal tipo di terreno, dalle modalità di messa in opera del palo e dalle conseguenti modifiche dello stato tensionale preesistente nel terreno.

10.2. Capacità portante per carico verticale di un palo isolato

Per stimare la capacità portante per carico verticale di un palo di fondazione isolato si fa riferimento allo schema della seguente figura.



Schema per il calcolo della capacità portante di un palo isolato

Il palo è un corpo cilindrico che oppone resistenza alla penetrazione nel terreno mediante tensioni tangenziali di attrito e/o di aderenza sulla superficie laterale e tensioni di compressione alla base. Le tensioni tangenziali si sviluppano per uno scorrimento relativo tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante, in parte dovuto alla traslazione rigida e in parte alla compressione assiale del palo. Le tensioni di compressione alla base si sviluppano per un cedimento della base. Immaginiamo di applicare un carico verticale progressivamente crescente alla sommità del palo. Inizialmente, ovvero se il carico è piccolo, l'equilibrio è garantito solo da tensioni tangenziali nella parte superiore del palo. Poi, al crescere dell'intensità della forza, la deformazione del palo si propaga verso il basso e iniziano i cedimenti della base del palo. Oltre un certo valore del carico gli scorrimenti relativi tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante sono tali da avere prodotto la completa mobilitazione delle tensioni tangenziali d'interfaccia, mentre vi è ancora un margine di crescita delle tensioni di compressione alla base.

Se indichiamo con Q_S la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza laterale e con Q_P la risultante delle tensioni di compressione alla base, quanto sopra detto comporta che, il carico applicato sulla sommità del palo è inizialmente equilibrato solo da Q_S . All'aumentare del carico applicato, Q_S cresce e si sposta verso il basso, poiché vengono interessati anche i livelli di terreno più profondi. Comincia a traslare anche la base e quindi nascono tensioni di compressione alla base, ovvero Q_P . Poi Q_S non cresce più (e semmai decresce), ma aumenta Q_P , fino alle condizioni di equilibrio ultime.

La forza Q_S è la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza, le quali dipendono dall'interazione tra la superficie laterale del palo e un determinato spessore di terreno deformato. La forza Q_P invece è la risultante delle tensioni di compressione alla base del palo, le quali dipendono da un volume di terreno deformato, che si estende al di sopra e al di sotto della base del palo e le cui dimensioni sono funzione del diametro del palo. In pratica la completa mobilitazione della resistenza laterale (Q_S) si ha per spostamenti del palo

di 6 – 10 mm indipendentemente dal diametro, mentre la completa mobilitazione della resistenza di punta (Q_P) si ha per spostamenti pari a circa l'8% del diametro per pali infissi e pari a circa il 25% del diametro per pali trivellati.

La capacità portante per carico verticale di un palo isolato può essere valutata:

- con formule statiche;
- con formule dinamiche;
- dai risultati di prove penetrometriche statiche e dinamiche;
- dai risultati di prove di carico.

10.3. Stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato mediante formule statiche

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato Q_{LIM} mediante formule statiche è ottenuta valutando i valori massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale Q_S e di quella di punta Q_P :

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

essendo W_P il peso proprio del palo.

Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_S e di capacità portante di punta Q_P non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

Nell'esposizione si farà riferimento per semplicità ad un terreno di fondazione omogeneo. In realtà un palo di fondazione attraversa spesso strati di diversa natura, o comunque con proprietà geotecniche variabili con la profondità, per cui la capacità portante dovrà essere valutata per sommatoria dei contributi dei differenti strati.

10.4. Capacità portante laterale

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi D \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Le tensioni tangenziali limite di attrito e/o di aderenza laterale all'interfaccia tra la superficie del palo e il terreno sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. Sul piano qualitativo il fenomeno è abbastanza chiaro, ma per una valutazione quantitativa è necessario ricorrere a semplificazioni drastiche e ad una buona dose di empirismo.

I metodi attualmente più utilizzati sono due, il metodo α e il metodo β . E' buona norma assumere come capacità portante per attrito e/o aderenza laterale di progetto il minore dei due valori stimati.

10.4.1. Terreni coesivi in condizioni non drenate (metodo α)

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni totali si assume la seguente formulazione:

$$\tau_{us} = \alpha c_u$$

Per la determinazione del fattore di riduzione si possono considerare le formulazioni dall'AGI (1984) sotto riportate:

Tabella 17.5 - Valori indicativi del coefficiente di aderenza α per pali in terreni coesivi saturi

Tipo di palo	Materiale	c_u (kPa)	α	$\alpha c_{u,max}$ (kPa)
Infisso (senza asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	1	120
		25 - 50	0,85	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
	Acciaio	≤ 25	1	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,65	
		> 75	0,50	
Trivellato (con asportazione di terreno)	Calcestruzzo	≤ 25	0,90	100
		25 - 50	0,80	
		50 - 75	0,60	
		> 75	0,40	

Indicazioni sui valori di α sono contenute, altresì, nella seguente tabella (Viggiani, Tab. 13.3)

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

Tab. 13.3. Valori di α (eq. 13.9)

10.4.2. Terreni incoerenti e coesivi in condizioni drenate (metodo β)

Per la determinazione della portanza unitaria laterale espressa in termini di tensioni efficaci, si adotta la seguente formulazione:

$$\tau_{us} = K \sigma'_v(z) \mu$$

con μ che rappresenta il valore del coefficiente di attrito, dipendente dall'interfaccia palo-terreno, e K coefficiente che correla la tensione efficace verticale con quella orizzontale.

Si comprende che per i pali battuti la tensione orizzontale, per effetto dell'infissione del palo, cresce e può al limite raggiungere il valore di rottura per spinta passiva; al contrario. Per i pali trivellati si può giungere alle condizioni di rottura per spinta attiva. Si noti, tuttavia, che $\sigma'_v(z)$ è una tensione litostatica, e quindi principale. La tensione verticale effettivamente agente nell'intorno del palo, invece, non è una tensione principale e differisce da quella litostatica. Il coefficiente K deve pertanto essere considerato un coefficiente empirico, dipendente essenzialmente dalla tecnologia esecutiva del palo (battuto, trivellato) e dalle proprietà del terreno.

<i>Tipo di palo</i>		<i>Valori di K</i>		<i>Valori di $\tan \delta$</i>
		<i>per stato di addensamento</i>		
		<i>sciolto</i>	<i>denso</i>	
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan \phi'$
trivellato		0.4	0.5	$\tan \phi'$
trivellato-pressato con elica continua		0.7	0.9	$\tan \phi'$

10.5. Capacità portante di punta

10.5.1. Terreni coesivi in condizioni non drenate

In genere il termine di capacità portante di punta Q_P di pali in terreno coesivo contribuisce in maniera modesta (10%-20%) alla capacità portante totale. Per la stima di Q_P si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali.

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{V0,P})$$

in cui A_P è l'area di base del palo, q_P è la capacità portante unitaria, c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo, $\sigma_{V0,P}$ è la tensione verticale totale alla punta, e N_c è un fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a 9. Molto spesso il peso del palo W_P e il termine $A_P \cdot \sigma_{V0,P}$ sono trascurati, poiché quasi si compensano, e si pone:

$$Q_P = 9 c_u A_P$$

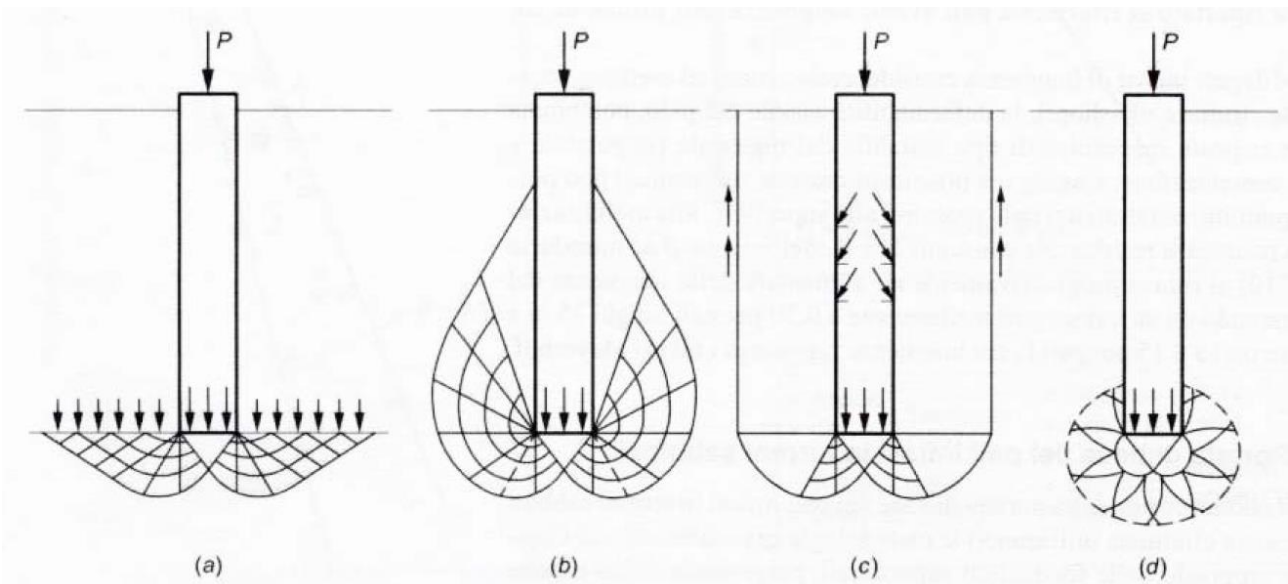
10.5.2. Terreni incoerenti e coesivi in condizioni drenate

La capacità portante di punta dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

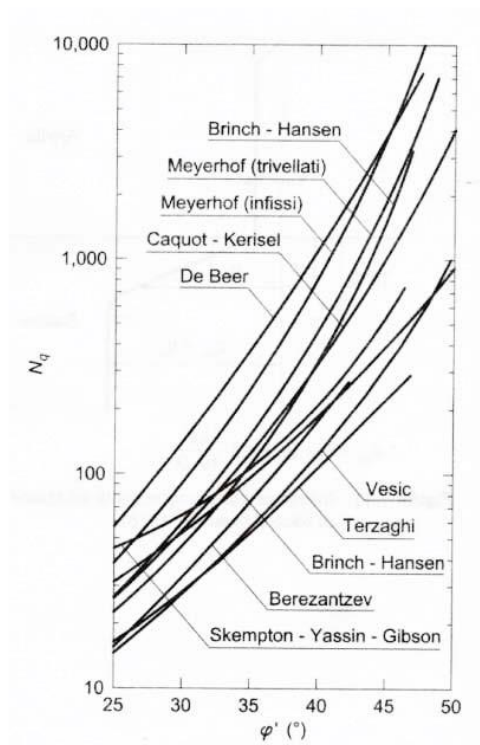
$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot \sigma'_{V0,P} \cdot N_q$$

in cui A_P è l'area di base del palo, q_P è la capacità portante unitaria, $\sigma'_{V0,P}$ è la tensione verticale efficace alla punta, N_q è un fattore di capacità portante. Il valore di N_q dipende, a parità di angolo di resistenza al taglio, dal meccanismo di rottura ipotizzato.

Nelle seguenti figure sono rappresentati diversi meccanismi di rottura proposti e i corrispondenti valori di N_q . Come si può notare la dispersione dei valori è molto alta e crescente con il valore dell'angolo di resistenza al taglio.



Meccanismi di rottura ipotizzati per un palo: a) Caquot, Buisman e Terzaghi; b) Meyerhof; c) Berezantzev; d) Skempton, Yassin, Gibson e Vesic



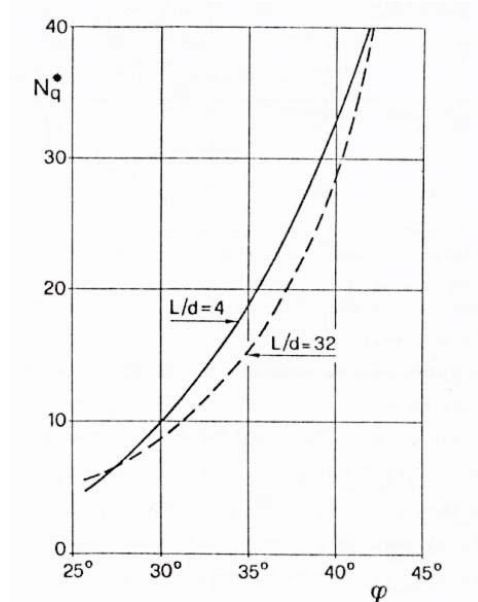
Confronto tra i valori proposti in letteratura per il fattore N_q

Ad esempio, è stato proposto di assumere:

- per pali battuti $\Phi'_d = \frac{\Phi' + 40^\circ}{2}$;
- per i pali trivellati $\Phi'_d = \Phi' - 3^\circ$

La forte incertezza associata alla stima della capacità portante di punta per pali trivellati di grande diametro in terreno incoerente non è tuttavia quasi mai determinante nelle scelte progettuali. Infatti

esse sono condizionate dai cedimenti ammissibili piuttosto che dalla rottura del sistema palo-terreno, la quale si manifesta, come già è stato detto, per cedimenti dell'ordine del 25% del diametro. È pertanto opportuno riferirsi alla condizione limite di esercizio, ovvero ad un carico alla punta del palo cui corrisponde un cedimento dell'ordine del 6-10% del diametro del palo, utilizzando un'equazione formalmente identica a quella scritta precedentemente ma con un coefficiente N_q^* , inferiore ad N_q e corrispondente all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta.



Valori del coefficiente di capacità portante N_q^* corrispondenti all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta

10.6. Capacità portante di pali in gruppo

Molto spesso i pali di fondazione sono utilizzati in gruppo. **La distanza minima fra i pali di un gruppo non dovrebbe essere inferiore a tre volte il diametro.** A causa dell'interazione fra i pali costituenti un gruppo, il comportamento di un palo del gruppo, sia in termini di rigidità sia in termini di resistenza, non è eguale al comportamento del palo isolato. L'interazione fra i pali del gruppo dipende da molti fattori, i principali dei quali sono la distanza fra i pali, le modalità di messa in opera dei pali, la natura del terreno di fondazione, l'entità dei carichi applicati, il tempo. Si definisce efficienza del gruppo di pali il rapporto tra il carico limite del gruppo $Q_{LIM,G}$ e la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono:

$$E_G = \frac{Q_{LIM,G}}{\sum Q_{LIM}}$$

L'efficienza del gruppo può essere maggiore, eguale o minore di 1, ma la Normativa impone di assegnare a E_G valori non superiori ad 1.

Di seguito si mostrano alcuni valori orientativi dell'efficienza di un gruppo di pali in terreni incoerenti.

<i>Tipo di palo</i>	<i>i/D</i>	<i>E_G</i>
infisso	< 6	> 1 (si assume = 1)
trivellato	< 6	0,67 - 1
qualsiasi	> 6	1

L'efficienza di un gruppo di pali in terreno coesivo, se la struttura di fondazione non interagisce con il terreno, è di norma assunta pari ad 1 per interassi superiori a 8 volte il diametro e compresa tra 1 e 0,6 in caso contrario. Se la struttura di fondazione interagisce con il terreno, il carico limite di un gruppo di pali in terreno coesivo, e quindi portanti prevalentemente per aderenza o attrito laterale, è di norma assunto pari al minore fra i due seguenti valori:

- la somma dei carichi limite dei singoli pali che lo compongono (ovvero $E_G = 1$),
- la capacità portante di un blocco avente altezza pari alla lunghezza dei pali e base delimitata dal perimetro del gruppo.

10.7. Capacità portante per carico orizzontale

Il problema della determinazione della resistenza di un palo verticale sotto l'azione di una forza orizzontale, applicata all'estremità superiore del palo, è stato studiato da numerosi autori; nell'ambito della presente trattazione si farà riferimento alla teoria sviluppata da Broms (1964) di seguito descritta.

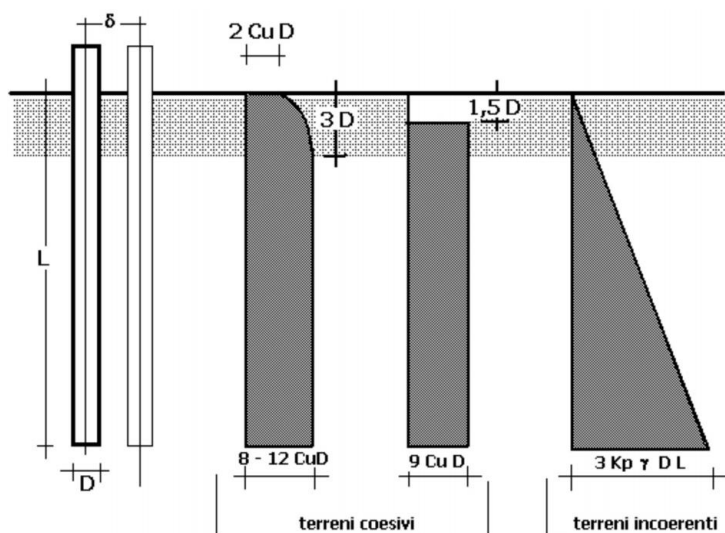
Il calcolo del carico limite H_{lim} scaturisce da considerazioni di equilibrio limite applicate al complesso palo-terreno nell'ipotesi di adottare modelli costitutivi rigido-perfettamente plastici sia per il terreno sia per il palo ed è governata dai seguenti aspetti:

- stratigrafia e caratteristiche di resistenza del terreno;
- tipo di vincolo della testa del palo;
- caratteristiche geometriche e di resistenza del palo ovvero diametro, lunghezza, eventuale lunghezza del palo sopra il piano campagna, armatura e materiali.

In particolare, nell'ipotesi di terreno omogeneo con proprietà costanti con la profondità, si distinguono le due seguenti tipologie di rottura con riferimento alla resistenza del terreno:

- rottura in condizioni non drenate analizzata in termini di tensioni totali per i terreni a comportamento prevalentemente coesivo;
- rottura in condizioni drenate analizzata in termini di tensioni efficaci per i terreni a comportamento prevalentemente incoerente.

Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza limite del terreno abbia l'andamento rappresentato nella seguente figura:

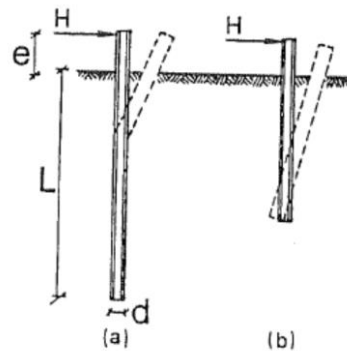


per un terreno coesivo, alla superficie il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza è pari a $p = 2 c_u D$; per una profondità $z \geq 3D$ il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale $p = (8 - 12) c_u D$. Ai fini di un'analisi semplificata Broms propone di adottare il diagramma con reazione nulla fino a $z = 1,5D$ e a partire da tale profondità costante pari a $p = 9 c_u D$;

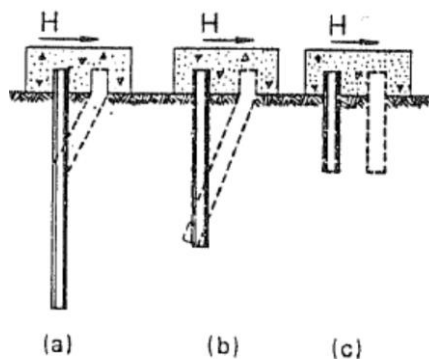
per un terreno incoerente si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità z secondo la legge $p = 3 k_p \gamma z D$.

In relazione al tipo di vincolo in testa al palo occorre distinguere i seguenti due casi:

- palo libero di ruotare per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
 - a. di palo "lungo" – Figura (a);
 - b. di palo "corto" – Figura (b).



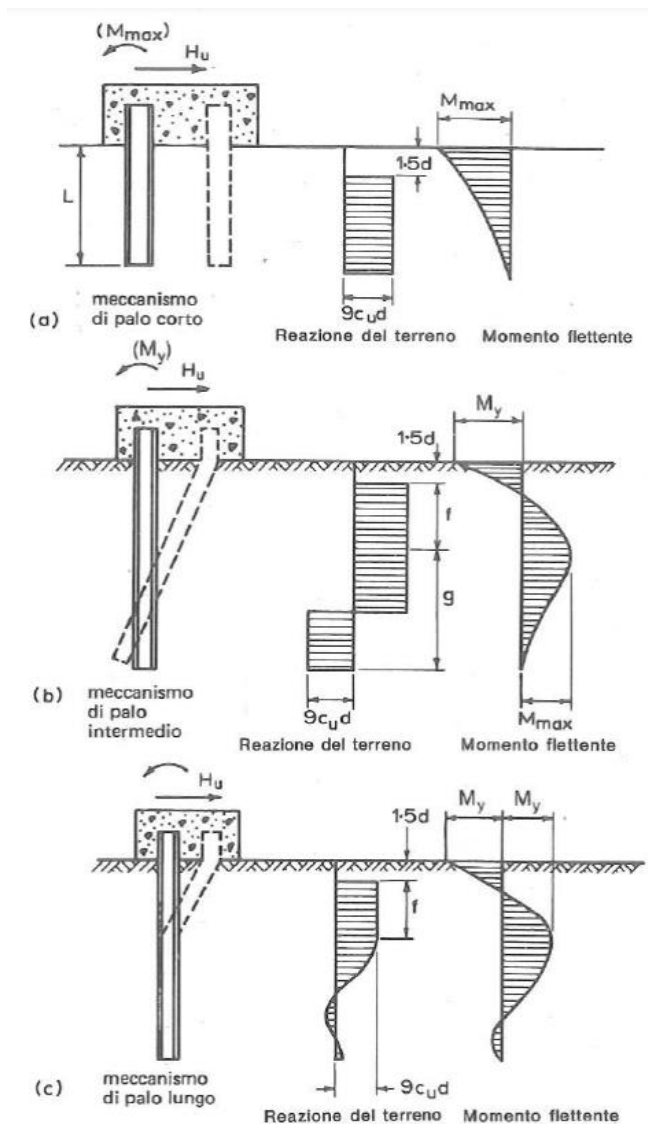
- palo impedito di ruotare in testa per il quale si individuano i seguenti meccanismi di rottura possibili:
 - a. di palo "lungo" – Figura (a);
 - b. di palo "intermedio" – Figura (b);
 - c. di palo "corto" – Figura (c);



Il valore di H_{lim} deriva quindi dal raggiungimento o della massima reazione possibile trasmessa dal terreno completamente plastificato (caso di palo "corto") oppure dalla prematura formazione di cerniere plastiche lungo il fusto del palo in numero tale da rendere il complesso palo-terreno un meccanismo (caso di palo "intermedio" e "lungo"). Con riferimento alla sola condizione di palo sollecitato lateralmente con rotazione in testa impedita, si riporta separatamente la trattazione nel caso di terreni a comportamento prevalentemente coesivo e di terreni a comportamento prevalentemente incoerente.

10.7.1. Terreni a comportamento prevalentemente coesivo – rotazione impedita in testa

Nella seguente Figura si riportano gli schemi di calcolo relativi ad un palo con rotazione impedita in testa immerso in un terreno coesivo.



Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno alla testa del palo si ottengono nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "corto":

PALO CORTO

$$H_u = H_{lim} = 9 c_u D (L - 1.5 D)$$

$$M_{max} = H_u \cdot (0.5 L + 0.75 D) \leq M_y$$

Nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "intermedio" si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione pertanto, imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica, si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite H_u e f :

PALO INTERMEDIO

$$H_u = H_{lim} = 9 c_u D f$$

$$M_y + 9 c_u D \frac{g^2}{4} - 9 c_u D f \left(\frac{f}{2} + 1.5 D \right) = 0 \Rightarrow H_{lim} = -9 c_u D^2 \left(\frac{L}{D} + 1.5 \right) + 9 c_u D^2 \cdot \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5}$$

Nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "lungo", il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione del palo alla profondità $(1.5d + f)$ uguaglia il momento di plasticizzazione M_y , generando in tal modo una seconda cerniera plastica. In tali condizioni, corrispondenti alle condizioni di progetto dei pali di fondazione in esame, imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite H_u e f :

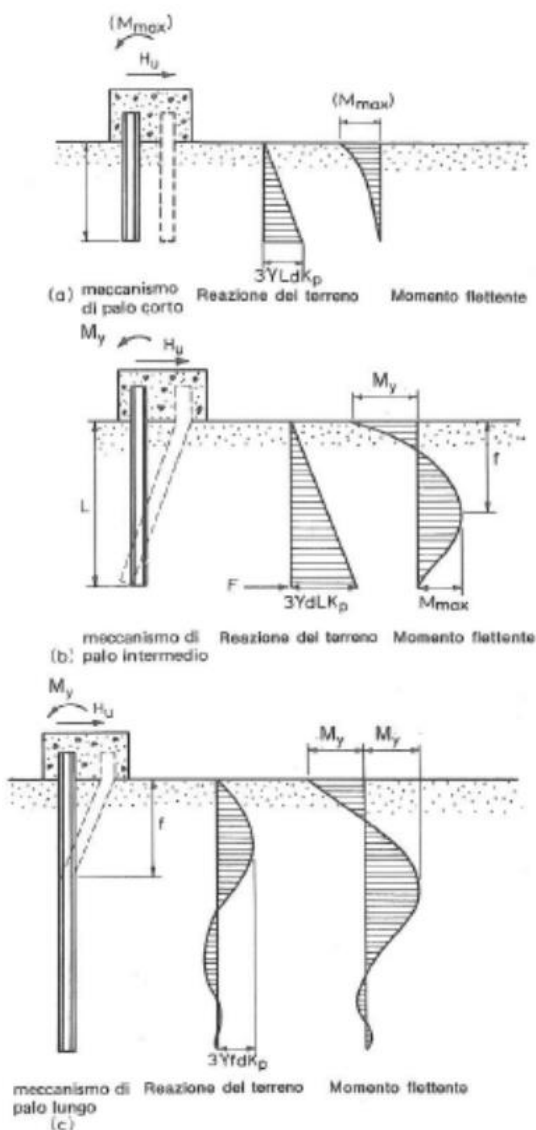
PALO LUNGO

$$H_u = H_{lim} = 9 c_u D f$$

$$2M_y = H_{lim} \cdot \left(\frac{f}{2} + 1.5 D \right) \Rightarrow H_{lim} = -13.5 c_u D^2 + c_u D^2 \cdot \sqrt{182.25 + \frac{M_y}{c_u D^3}}$$

10.7.1. Terreni a comportamento prevalentemente incoerente – rotazione impedita in testa

Nella seguente figura si riportano gli schemi di calcolo relativi ad un palo con rotazione impedita in testa immerso in un terreno incoerente.



Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno alla testa del palo si ottengono nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "corto":

PALO CORTO

$$H_u = H_{lim} = 1.5 L^2 k_p \gamma D$$

$$M_{max} = \frac{2}{3} H_{lim} L \leq M_y$$

Nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "intermedio" si ha la formazione di una sola cerniera plastica nella sezione di collegamento con la struttura di fondazione pertanto imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione attorno al punto in cui si forma la cerniera plastica si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite H_u e f :

PALO INTERMEDIO

$$F = \frac{3}{2} L^2 k_p \gamma D - H_u$$

$$M_y + F L - k_p \gamma D L^3 = 0 \Rightarrow M_y + \frac{1}{2} k_p \gamma D L^3 - H_u L = 0 = H_u \Rightarrow H_u = H_{lim} = \frac{1}{2} k_p \gamma D L^2 + \frac{M_y}{L}$$

Nel caso di meccanismo di rottura tipo palo "lungo", il massimo momento lungo il fusto, che si verifica nella sezione del palo alla profondità f , uguaglia il momento di plasticizzazione M_y , generando in tal modo una seconda cerniera plastica. In tali condizioni, corrispondenti alle condizioni di progetto dei pali di fondazione in esame, imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale e l'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche si ottiene il seguente sistema di due equazioni avente come incognite H_u e f :

PALO LUNGO

$$H_u = H_{lim} = \frac{3}{2} k_p \gamma D L^2 \Rightarrow f = 0.816 \cdot \sqrt{\frac{H_{lim}}{k_p \gamma D}} \Rightarrow H_{lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{\left(3.681 \cdot \frac{M_y}{k_p \gamma D^4}\right)^2}$$

$$2M_y - k_p \gamma D f^3 = 0$$

10.8. Verifiche pali esterni L=25 m

10.8.1. Stratigrafia S1

DATI INIZIALI

Quota falda	-12.00	[m]
Quota testa palo	0.00	[m]
Quota punta palo	-25.00	[m]
Diametro palo	0.800	[m]
Sovraccarico a piano campagna	0.00	[kN/m ²]
Peso specifico acqua	10	[kN/m ³]
Lunghezza attiva palo	25.0	[m]
Tipologia Palo	TRIVELLATO-PRESSATO CON ELICA CONTINUA	
Materiale	CALCESTRUZZO	
Tipologia di posa in opera	GETTATO IN OPERA	

TIPOLOGIA DI TERRENO												
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESORE STRATO	PRESENZA DI FALDA	PESO SPECIFICO	PESO SPECIFICO IMMERSO	TIPOLOGIA TERRENO	STATO DI ADDENSAMENTO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO		ANGOLO DI SCABREZZA (E _{C7})	
Strato	H _{sup. strato}	H _{strato}	Presenza della falda	γ	γ'	TIPO TERRENO	ADDENSAMENTO	c _u	φ'	φ'	δ'	δ'
[-]	[m]	[m]		[kN/m ³]	[kN/m ³]			[kPa]	[°]	[radianti]	[°]	[radianti]
1	0.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454
2	-1.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454
3	-2.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454
4	-3.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
5	-4.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
6	-5.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
7	-6.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
8	-7.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
9	-8.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
10	-9.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
11	-10.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
12	-11.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
13	-12.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
14	-13.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
15	-14.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
16	-15.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
17	-16.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
18	-17.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
19	-18.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
19	-19.00	6.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
20	-25.00		✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367

TIPOLOGIA DI TERRENO			METODO α				METODO β		
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESORE STRATO	VIGGIANI	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)		TERRENI COESIVI		TERRENI GRANULARI	
				α	α	α c _u	OCR	β	k
Strato	H _{sup. strato}	H _{strato}	α	α	α c _u	OCR	β	k	
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[-]	
1	0.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70	
2	-1.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70	
3	-2.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70	
4	-3.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
5	-4.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
6	-5.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
7	-6.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
8	-7.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
9	-8.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
10	-9.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
11	-10.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
12	-11.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
13	-12.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
14	-13.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
15	-14.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
16	-15.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
17	-16.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
18	-17.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
19	-18.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
19	-19.00	6.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
20	-25.00		0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	

TENSIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO					METODO α		METODO β
LUNGHEZZA PALO	AREA LATERALE PALO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE SUPERIORE	TENSIONE VERTICALE EFFICACE MEDIA	TENSIONE VERTICALE EFFICACE INFERIORE	RESISTENZA LATERALE VIGGIANI	RESISTENZA LATERALE AGI	RESISTENZA LATERALE AGI
H strato palo [m]	A _{laterale} [m ²]	$\sigma'_{v, SUP}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, MEDIA}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, INF}$ [kN/m ²]	R _{laterale, VIGGIANI} [kN]	R _{laterale, AGI} [kN]	R _{laterale, β} [kN]
1.00	2.51	0.00	10.24	20.48	184.73	251.33	7.05
1.00	2.51	20.48	30.72	40.96	184.73	251.33	21.15
1.00	2.51	40.96	51.20	61.44	184.73	251.33	35.25
1.00	2.51	61.44	71.91	82.37	198.80	251.33	44.51
1.00	2.51	82.37	92.84	103.30	198.80	251.33	57.47
1.00	2.51	103.30	113.77	124.23	198.80	251.33	70.42
1.00	2.51	124.23	134.70	145.16	198.80	251.33	83.38
1.00	2.51	145.16	155.63	166.09	198.80	251.33	96.33
1.00	2.51	166.09	176.56	187.02	198.80	251.33	109.29
1.00	2.51	187.02	197.49	207.95	198.80	251.33	122.25
1.00	2.51	207.95	218.42	228.88	198.80	251.33	135.20
1.00	2.51	228.88	239.35	249.81	198.80	251.33	148.16
1.00	2.51	249.81	255.28	260.74	198.80	251.33	158.02
1.00	2.51	260.74	266.21	271.67	198.80	251.33	168.79
1.00	2.51	271.67	277.14	282.60	198.80	251.33	171.55
1.00	2.51	282.60	288.07	293.53	198.80	251.33	178.32
1.00	2.51	293.53	299.00	304.46	198.80	251.33	185.08
1.00	2.51	304.46	309.93	315.39	198.80	251.33	191.85
1.00	2.51	315.39	320.86	326.32	198.80	251.33	198.62
6.00	15.08	326.32	359.11	391.90	1192.80	1507.96	1333.77
0.00	0.00	391.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE o TERRENO COESIVO - condizioni drenate
					TOTALE [kN] 4927.78	TOTALE [kN] 6283.19	TOTALE [kN] 3512.46

PORTATA PUNTA BREVE TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	C _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
COESIVO	0.503	226	21	18	0.314	391.90	-	5.26	1022.40	1022.40

PORTATA PUNTA LUNGO TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	C _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
GRANULARE	0.503	226	21	18	0.314	391.90	6.00	5.26	1181.94	1035.70

VERIFICA A BREVE TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	4927.8	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	1022.4	[kN]

VERIFICA A LUNGO TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	3512.5	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	1181.9	[kN]

PALI ESTERNI - LUNGHEZZA ATTIVA [m]: 25.0			
RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	SFORZO NORMALE SOLLECITANTE	FATTORE DI SICUREZZA
BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE	[kN]	[-]
TOTALE	TOTALE		
[kN]	[kN]		
2983.23	2331.47	2219.66	1.05

10.8.1. Stratigrafia S2

DATI INIZIALI

Quota falda	-12.00	[m]
Quota testa palo	0.00	[m]
Quota punta palo	-25.00	[m]
Diametro palo	0.800	[m]
Sovraccarico a piano campagna	0.00	[kN/m ²]
Peso specifico acqua	10	[kN/m ³]
Lunghezza attiva palo	25.0	[m]
Tipologia Palo	TRIVELLATO-PRESSATO CON ELICA CONTINUA	
Materiale	CALCESTRUZZO	
Tipologia di posa in opera	GETTATO IN OPERA	

TIPOLOGIA DI TERRENO												
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	PRESENZA DI FALDA	PESO SPECIFICO	PESO SPECIFICO IMMERSO	TIPOLOGIA TERRENO	STATO DI ADDENSAMENTO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO		ANGOLO DI SCABREZZA (EC7)	
									c_u	ϕ'	ϕ'	δ'
Strato	$H_{sup, strato}$	H_{strato}	Presenza della falda	γ	γ'	TIPO TERRENO	ADDENSAMENTO	c_u	ϕ'	ϕ'	δ'	δ'
[-]	[m]	[m]		[kN/m ³]	[kN/m ³]			[kPa]	[°]	[radianti]	[°]	[radianti]
1	0.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
2	-1.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
3	-2.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
4	-3.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
5	-4.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
6	-5.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
7	-6.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
8	-7.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
9	-8.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
10	-9.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
11	-10.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
12	-11.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
13	-12.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
14	-13.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
15	-14.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
16	-15.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
17	-16.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
18	-17.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
19	-18.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
19	-19.00	6.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
20	-25.00		✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419

TIPOLOGIA DI TERRENO			METODO α			METODO β		
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	TERRENI COESIVI			TERRENI GRANULARI		
			VIGGIANI	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	VIGGIANI
Strato	$H_{sup, strato}$	H_{strato}	α	α	αc_u	OCR	β	k
[-]	[m]	[m]	[°]	[°]	[kN/m ²]	[°]	[°]	[°]
1	0.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
2	-1.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
3	-2.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
4	-3.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
5	-4.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
6	-5.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
7	-6.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
8	-7.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
9	-8.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
10	-9.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
11	-10.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
12	-11.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
13	-12.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
14	-13.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
15	-14.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
16	-15.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
17	-16.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
18	-17.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
19	-18.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
19	-19.00	6.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
20	-25.00		0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70

TENSIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO					METODO α		METODO β
LUNGHEZZA PALO	AREA LATERALE PALO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE SUPERIORE	TENSIONE VERTICALE EFFICACE MEDIA	TENSIONE VERTICALE EFFICACE INFERIORE	RESISTENZA LATERALE VIGGIANI	RESISTENZA LATERALE AGI	RESISTENZA LATERALE AGI
H stato palo [m]	A _{laterale} [m ²]	$\sigma'_{v, SUP}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, MEDIA}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, INF}$ [kN/m ²]	R _{laterale, VIGGIANI} [kN]	R _{laterale, AGI} [kN]	R _{laterale, β} [kN]
1.00	2.51	0.00	9.56	19.12	167.13	238.76	6.35
1.00	2.51	19.12	28.68	38.24	167.13	238.76	19.04
1.00	2.51	38.24	47.80	57.36	167.13	238.76	31.73
1.00	2.51	57.36	69.86	82.36	114.61	114.61	114.61
1.00	2.51	82.36	94.86	107.36	155.62	155.62	155.62
1.00	2.51	107.36	119.86	132.36	196.64	196.64	196.64
1.00	2.51	132.36	144.86	157.36	237.65	237.65	237.65
1.00	2.51	157.36	169.86	182.36	278.67	278.67	278.67
1.00	2.51	182.36	191.92	201.48	167.13	238.76	127.41
1.00	2.51	201.48	211.04	220.60	167.13	238.76	140.10
1.00	2.51	220.60	230.16	239.72	167.13	238.76	152.79
1.00	2.51	239.72	249.28	258.84	167.13	238.76	165.48
1.00	2.51	258.84	263.40	267.96	167.13	238.76	174.86
1.00	2.51	267.96	272.52	277.08	167.13	238.76	180.91
1.00	2.51	277.08	281.64	286.20	167.13	238.76	186.97
1.00	2.51	286.20	290.76	295.32	167.13	238.76	193.02
1.00	2.51	295.32	299.88	304.44	167.13	238.76	199.08
1.00	2.51	304.44	309.00	313.56	167.13	238.76	205.13
1.00	2.51	313.56	318.12	322.68	167.13	238.76	211.18
6.00	15.08	322.68	350.04	377.40	1002.80	1432.57	1394.25
0.00	0.00	377.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE o TERRENO COESIVO - condizioni drenate
					TOTALE [kN] 4325.85	TOTALE [kN] 5758.41	TOTALE [kN] 4371.49

PORTATA PUNTA BREVE TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	C _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
COESIVO	0.503	190	24	21	0.367	377.40	-	7.07	859.54	859.54

PORTATA PUNTA LUNGO TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	C _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
GRANULARE	0.503	190	24	21	0.367	377.40	6.00	7.07	1138.21	1341.34

VERIFICA A BREVE TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	4325.8	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	859.5	[kN]

VERIFICA A LUNGO TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	4371.5	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	1138.2	[kN]

PALI ESTERNI - LUNGHEZZA ATTIVA [m]: 25.0			
RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	SFORZO NORMALE SOLLECITANTE	FATTORE DI SICUREZZA
BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE	[kN]	[-]
TOTALE [kN] 2601.64	TOTALE [kN] 2751.08	2219.66	1.17

10.9. Verifiche pali centrali L=23 m

10.9.1. Stratigrafia S1

DATI INIZIALI

Quota falda	-12.00	[m]
Quota testa palo	0.00	[m]
Quota punta palo	-23.00	[m]
Diametro palo	0.800	[m]
Sovraccarico a piano campagna	0.00	[kN/m ²]
Peso specifico acqua	10	[kN/m ³]
Lunghezza attiva palo	23.0	[m]
Tipologia Palo	TRIVELLATO-PRESSATO CON ELICA CONTINUA	
Materiale	CALCESTRUZZO	
Tipologia di posa in opera	GETTATO IN OPERA	

TIPOLOGIA DI TERRENO														
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO		SPESSORE STRATO	PRESENZA DI FALDA	PESO SPECIFICO		TIPOLOGIA TERRENO	STATO DI ADDENSAMENTO	COESIONE NON DRENATA		ANGOLO DI ATTRITO		ANGOLO DI SCABREZZA (E ₂)	
	[-]	[m]			[m]	γ			γ'	c _u	φ'	φ'	δ'	δ'
Strato	H _{sup. strato}	H _{strato}		Presenza della falda	[kN/m ³]	[kN/m ³]	TIPO TERRENO	ADDENSAMENTO	[kPa]	[°]	[radianti]	[°]	[radianti]	
1	0.00	1.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454	
2	-1.00	1.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454	
3	-2.00	1.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454	
4	-3.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
5	-4.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
6	-5.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
7	-6.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
8	-7.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
9	-8.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
10	-9.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
11	-10.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
12	-11.00	1.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
13	-12.00	1.00	1.00	√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
14	-13.00	1.00	1.00	√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
15	-14.00	1.00	1.00	√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
16	-15.00	1.00	1.00	√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
17	-16.00	1.00	1.00	√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
18	-17.00	1.00	1.00	√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
19	-18.00	1.00	1.00	√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
19	-19.00	6.00	6.00	√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	
20	-25.00			√	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367	

TIPOLOGIA DI TERRENO				METODO α			METODO β		
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	VIGGIANI	TERRENI COESIVI			TERRENI GRANULARI		
				ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	VIGGIANI	
Strato	H _{sup. strato}	H _{strato}	α	α	α c _u	OCR	β	k	
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[-]	
1	0.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70	
2	-1.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70	
3	-2.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70	
4	-3.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
5	-4.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
6	-5.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
7	-6.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
8	-7.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
9	-8.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
10	-9.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
11	-10.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
12	-11.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
13	-12.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
14	-13.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
15	-14.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
16	-15.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
17	-16.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
18	-17.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
19	-18.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
19	-19.00	6.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	
20	-25.00		0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70	

TENSIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO					METODO α		METODO β
LUNGHEZZA PALO	AREA LATERALE PALO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE SUPERIORE	TENSIONE VERTICALE EFFICACE MEDIA	TENSIONE VERTICALE EFFICACE INFERIORE	RESISTENZA LATERALE VIGGIANI	RESISTENZA LATERALE AGI	RESISTENZA LATERALE AGI
$H_{\text{strato palo}}$ [m]	A_{laterale} [m ²]	σ_v^{sup} [kN/m ²]	σ_v^{media} [kN/m ²]	σ_v^{inf} [kN/m ²]	$R_{\text{laterale VIGGIANI}}$ [kN]	$R_{\text{laterale AGI}}$ [kN]	$R_{\text{laterale } \beta}$ [kN]
1.00	2.51	0.00	10.24	20.48	184.73	251.33	7.05
1.00	2.51	20.48	30.72	40.96	184.73	251.33	21.15
1.00	2.51	40.96	51.20	61.44	184.73	251.33	35.25
1.00	2.51	61.44	71.91	82.37	198.80	251.33	44.51
1.00	2.51	82.37	92.84	103.30	198.80	251.33	57.47
1.00	2.51	103.30	113.77	124.23	198.80	251.33	70.42
1.00	2.51	124.23	134.70	145.16	198.80	251.33	83.38
1.00	2.51	145.16	155.63	166.09	198.80	251.33	96.33
1.00	2.51	166.09	176.56	187.02	198.80	251.33	109.29
1.00	2.51	187.02	197.49	207.95	198.80	251.33	122.25
1.00	2.51	207.95	218.42	228.88	198.80	251.33	135.20
1.00	2.51	228.88	239.35	249.81	198.80	251.33	148.16
1.00	2.51	249.81	255.28	260.74	198.80	251.33	158.02
1.00	2.51	260.74	266.21	271.67	198.80	251.33	164.79
1.00	2.51	271.67	277.14	282.60	198.80	251.33	171.55
1.00	2.51	282.60	288.07	293.53	198.80	251.33	178.32
1.00	2.51	293.53	299.00	304.46	198.80	251.33	185.08
1.00	2.51	304.46	309.93	315.39	198.80	251.33	191.85
1.00	2.51	315.39	320.86	326.32	198.80	251.33	198.62
4.00	10.05	326.32	348.18	370.04	795.20	1005.31	862.12
0.00	0.00	391.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE o TERRENO COESIVO - condizioni drenate
					TOTALE [kN] 4530.18	TOTALE [kN] 5780.53	TOTALE [kN] 3040.80

PORTATA PUNTA BREVE TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berzantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
	A_{base} [m ²]	c_u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ_{design} [radianti]	σ_v [kN/m ²]	N_q [-]	N_q [-]	R_p [kN]	R_p [kN]
Coesivo o granulare										
COESIVO	0.503	226	21	18	0.314	370.04	-	5.26	1022.40	1022.40

PORTATA PUNTA LUNGO TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berzantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
	A_{base} [m ²]	c_u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ_{design} [radianti]	σ_v [kN/m ²]	N_q [-]	N_q [-]	R_p [kN]	R_p [kN]
Coesivo o granulare										
GRANULARE	0.503	226	21	18	0.314	370.04	6.00	5.26	1116.01	977.93

VERIFICA A BREVE TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R_{LATERALE}	4530.2	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R_{PUNTA}	1022.4	[kN]

VERIFICA A LUNGO TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R_{LATERALE}	3040.8	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R_{PUNTA}	1116.0	[kN]

PALI ESTERNI - LUNGHEZZA ATTIVA [m]: 23.0			
RESISTENZA DI PROGETTO - $Q_{\text{lim,d}}$	RESISTENZA DI PROGETTO - $Q_{\text{lim,d}}$	SFORZO NORMALE SOLLECITANTE	FATTORE DI SICUREZZA
BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE		
TOTALE	TOTALE	[kN]	[-]
2779.85	2060.38	2011.39	1.02

10.9.2. Stratigrafia S2

DATI INIZIALI

Quota falda	-12.00	[m]
Quota testa palo	0.00	[m]
Quota punta palo	-23.00	[m]
Diametro palo	0.800	[m]
Sovraccarico a piano campagna	0.00	[kN/m ²]
Peso specifico acqua	10	[kN/m ³]
Lunghezza attiva palo	23.0	[m]

**TRIVELLATO-PRESSATO CON ELICA CONTINUA
 CALCESTRUZZO
 GETTATO IN OPERA**

TIPOLOGIA DI TERRENO												
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	PRESENZA DI FALDA	PESO SPECIFICO	PESO SPECIFICO IMMERSO	TIPOLOGIA TERRENO	STATO DI ADDENSAMENTO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO		ANGOLO DI SCABREZZA (EC7)	
				γ	γ'				c_u	ϕ'	ϕ'	δ'
Strato	$H_{sup, strato}$	H_{strato}	Presenza della falda	[kN/m ³]	[kN/m ³]	TIPO TERRENO	ADDENSAMENTO	[kPa]	[°]	[radianti]	[°]	[radianti]
1	0.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
2	-1.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
3	-2.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
4	-3.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
5	-4.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
6	-5.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
7	-6.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
8	-7.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
9	-8.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
10	-9.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
11	-10.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
12	-11.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
13	-12.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
14	-13.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
15	-14.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
16	-15.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
17	-16.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
18	-17.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
19	-18.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
19	-19.00	6.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
20	-25.00		✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419

TIPOLOGIA DI TERRENO			METODO α			METODO β		
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	TERRENI COESIVI			TERRENI GRANULARI		
			VIGGIANI	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	VIGGIANI
Strato	$H_{sup, strato}$	H_{strato}	α	α	αc_u	OCR	β	k
[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[-]
1	0.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
2	-1.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
3	-2.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
4	-3.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
5	-4.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
6	-5.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
7	-6.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
8	-7.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
9	-8.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
10	-9.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
11	-10.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
12	-11.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
13	-12.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
14	-13.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
15	-14.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
16	-15.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
17	-16.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
18	-17.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
19	-18.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
19	-19.00	6.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
20	-25.00		0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70

TENSIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO					METODO α		METODO β
LUNGHEZZA PALO	AREA LATERALE PALO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE SUPERIORE	TENSIONE VERTICALE EFFICACE MEDIA	TENSIONE VERTICALE EFFICACE INFERIORE	RESISTENZA LATERALE VIGGIANI	RESISTENZA LATERALE AGI	RESISTENZA LATERALE AGI
H strato palo [m]	A _{laterale} [m ²]	$\sigma'_{v, SUP}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, MEDIA}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, INF}$ [kN/m ²]	R _{laterale, VIGGIANI} [kN]	R _{laterale, AGI} [kN]	R _{laterale, β} [kN]
1.00	2.51	0.00	9.56	19.12	167.13	238.76	6.35
1.00	2.51	19.12	28.68	38.24	167.13	238.76	19.04
1.00	2.51	38.24	47.80	57.36	167.13	238.76	31.73
1.00	2.51	57.36	69.86	82.36	114.61	114.61	114.61
1.00	2.51	82.36	94.86	107.36	155.62	155.62	155.62
1.00	2.51	107.36	119.86	132.36	196.64	196.64	196.64
1.00	2.51	132.36	144.86	157.36	237.65	237.65	237.65
1.00	2.51	157.36	169.86	182.36	278.67	278.67	278.67
1.00	2.51	182.36	191.92	201.48	167.13	238.76	127.41
1.00	2.51	201.48	211.04	220.60	167.13	238.76	140.10
1.00	2.51	220.60	230.16	239.72	167.13	238.76	152.79
1.00	2.51	239.72	249.28	258.84	167.13	238.76	165.48
1.00	2.51	258.84	263.40	267.96	167.13	238.76	174.86
1.00	2.51	267.96	272.52	277.08	167.13	238.76	180.91
1.00	2.51	277.08	281.64	286.20	167.13	238.76	186.97
1.00	2.51	286.20	290.76	295.32	167.13	238.76	193.02
1.00	2.51	295.32	299.88	304.44	167.13	238.76	199.08
1.00	2.51	304.44	309.00	313.56	167.13	238.76	205.13
1.00	2.51	313.56	318.12	322.68	167.13	238.76	211.18
4.00	10.05	322.68	340.92	359.16	668.53	955.04	905.28
0.00	0.00	377.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE o TERRENO COESIVO - condizioni drenate
					TOTALE [kN]	TOTALE [kN]	TOTALE [kN]
					3991.58	5280.89	3882.52

PORTATA PUNTA BREVE TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	c _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
COESIVO	0.503	190	24	21	0.367	359.16	-	7.07	859.54	859.54

PORTATA PUNTA LUNGO TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	c _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
GRANULARE	0.503	190	24	21	0.367	359.16	6.00	7.07	1083.20	1276.51

VERIFICA A BREVE TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	3991.6	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	859.5	[kN]

VERIFICA A LUNGO TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	3882.5	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	1083.2	[kN]

PALI ESTERNI - LUNGHEZZA ATTIVA [m]: 23.0			
RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	SFORZO NORMALE SOLLECITANTE	FATTORE DI SICUREZZA
BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE	[kN]	[-]
TOTALE	TOTALE		
[kN]	[kN]		
2430.66	2476.08	2011.39	1.21

10.10. Verifiche pali interni L=21 m

10.10.1. Stratigrafia S1

DATI INIZIALI

Quota falda	-12.00	[m]
Quota testa palo	0.00	[m]
Quota punta palo	-21.00	[m]
Diametro palo	0.800	[m]
Sovraccarico a piano campagna	0.00	[kN/m ²]
Peso specifico acqua	10	[kN/m ³]
Lunghezza attiva palo	21.0	[m]
Tipologia Palo	TRIVELLATO-PRESSATO CON ELICA CONTINUA	
Materiale	CALCESTRUZZO	
Tipologia di posa in opera	GETTATO IN OPERA	

TIPOLOGIA DI TERRENO												
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	PRESENZA DI FALDA	PESO SPECIFICO		TIPOLOGIA TERRENO	STATO DI ADDENSAMENTO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO		ANGOLO DI SCABREZZA (E ₂₇)	
				γ	γ'				c _u	φ'	φ'	δ'
Strato	H _{sup. strato}	H _{strato}	Presenza della falda	[kN/m ³]	[kN/m ³]	TIPO TERRENO	ADDENSAMENTO	[kPa]	[°]	[radianti]	[°]	[radianti]
1	0.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454
2	-1.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454
3	-2.00	1.00	X	20.48	20.5	COESIVO	-	210	26	0.454	26.00	0.454
4	-3.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
5	-4.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
6	-5.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
7	-6.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
8	-7.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
9	-8.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
10	-9.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
11	-10.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
12	-11.00	1.00	X	20.93	20.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
13	-12.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
14	-13.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
15	-14.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
16	-15.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
17	-16.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
18	-17.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
19	-18.00	1.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
19	-19.00	6.00	✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367
20	-25.00		✓	20.93	10.9	COESIVO	-	226	21	0.367	21.00	0.367

STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	TIPOLOGIA DI TERRENO				METODO α		METODO β		
			VIGGIANI	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	TERRENI COESIVI		TERRENI GRANULARI				
					α	α	α c _u	OCR	β	k	
Strato	H _{sup. strato}	H _{strato}	α	α	α c _u	OCR	β	k			
1	0.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70			
2	-1.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70			
3	-2.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.27	0.70			
4	-3.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
5	-4.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
6	-5.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
7	-6.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
8	-7.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
9	-8.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
10	-9.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
11	-10.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
12	-11.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
13	-12.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
14	-13.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
15	-14.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
16	-15.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
17	-16.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
18	-17.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
19	-18.00	1.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
19	-19.00	6.00	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			
20	-25.00	ERRORE	0.35	0.50	100.00	1.00	0.25	0.70			

TENSIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO					METODO α		METODO β
LUNGHEZZA PALO	AREA LATERALE PALO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE SUPERIORE	TENSIONE VERTICALE EFFICACE MEDIA	TENSIONE VERTICALE EFFICACE INFERIORE	RESISTENZA LATERALE VIGGIANI	RESISTENZA LATERALE AGI	RESISTENZA LATERALE AGI
H strato palo [m]	A _{laterale} [m ²]	$\sigma'_{v, SUP}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, MEDIA}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, INF}$ [kN/m ²]	R _{laterale, VIGGIANI} [kN]	R _{laterale, AGI} [kN]	R _{laterale, β} [kN]
1.00	2.51	0.00	10.24	20.48	184.73	251.33	7.05
1.00	2.51	20.48	30.72	40.96	184.73	251.33	21.15
1.00	2.51	40.96	51.20	61.44	184.73	251.33	35.25
1.00	2.51	61.44	71.91	82.37	198.80	251.33	44.51
1.00	2.51	82.37	92.84	103.30	198.80	251.33	57.47
1.00	2.51	103.30	113.77	124.23	198.80	251.33	70.42
1.00	2.51	124.23	134.70	145.16	198.80	251.33	83.38
1.00	2.51	145.16	155.63	166.09	198.80	251.33	96.33
1.00	2.51	166.09	176.56	187.02	198.80	251.33	109.29
1.00	2.51	187.02	197.49	207.95	198.80	251.33	122.25
1.00	2.51	207.95	218.42	228.88	198.80	251.33	135.20
1.00	2.51	228.88	239.35	249.81	198.80	251.33	148.16
1.00	2.51	249.81	255.28	260.74	198.80	251.33	158.02
1.00	2.51	260.74	266.21	271.67	198.80	251.33	168.79
1.00	2.51	271.67	277.14	282.60	198.80	251.33	171.55
1.00	2.51	282.60	288.07	293.53	198.80	251.33	178.32
1.00	2.51	293.53	299.00	304.46	198.80	251.33	185.08
1.00	2.51	304.46	309.93	315.39	198.80	251.33	191.85
1.00	2.51	315.39	320.86	326.32	198.80	251.33	198.62
2.00	5.03	326.32	337.25	348.18	397.60	502.65	417.53
0.00	0.00	391.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE o TERRENO COESIVO - condizioni drenate
					TOTALE [kN]	TOTALE [kN]	TOTALE [kN]
					4132.58	5277.88	2596.21

PORTATA PUNTA BREVE TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	c _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
COESIVO	0.503	226	21	18	0.314	348.18	-	5.26	1022.40	1022.40

PORTATA PUNTA LUNGO TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	c _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
GRANULARE	0.503	226	21	18	0.314	348.18	6.00	5.26	1050.09	920.16

VERIFICA A BREVE TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	4132.6	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	1022.4	[kN]

VERIFICA A LUNGO TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	2596.2	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	1050.1	[kN]

PALI ESTERNI - LUNGHEZZA ATTIVA [m]: 21.0			
RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	SFORZO NORMALE SOLLECITANTE	FATTORE DI SICUREZZA
BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE	[kN]	[-]
TOTALE	TOTALE		
[kN]	[kN]		
2576.47	1803.14	1793.77	1.01

10.10.2. Stratigrafia S2

TIPOLOGIA DI TERRENO												
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	PRESENZA DI FALDA	PESO SPECIFICO	PESO SPECIFICO IMMERSO	TIPOLOGIA TERRENO	STATO DI ADDENSAMENTO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO		ANGOLO DI SCABREZZA (EC7)	
	H _{sup. strato} [m]			H _{strato} [m]	γ [kN/m ³]			γ' [kN/m ³]	c _u [kPa]	φ' [°]	φ' [radianti]	δ' [°]
Strato	H _{sup. strato}	H _{strato}	Presenza della falda	γ	γ'	TIPO TERRENO	ADDENSAMENTO	c _u	φ'	φ'	δ'	δ'
1	0.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
2	-1.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
3	-2.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
4	-3.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
5	-4.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
6	-5.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
7	-6.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
8	-7.00	1.00	X	25.00	25.0	GRANULARE	-	0	43	0.750	43.00	0.750
9	-8.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
10	-9.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
11	-10.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
12	-11.00	1.00	X	19.12	19.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
13	-12.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
14	-13.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
15	-14.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
16	-15.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
17	-16.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
18	-17.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
19	-18.00	1.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
19	-19.00	6.00	✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419
20	-25.00		✓	19.12	9.1	COESIVO	-	190	24	0.419	24.00	0.419

TIPOLOGIA DI TERRENO			METODO α			METODO β		
STRATIGRAFIA	QUOTA SUPERIORE DELLO STRATO	SPESSORE STRATO	TERRENI COESIVI			TERRENI GRANULARI		
			VIGGIANI	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA (AGI)	GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	GRADO DI SOVRACONSOLIDAZIONE	VIGGIANI
Strato	H _{sup. strato} [m]	H _{strato} [m]	α [°]	α [°]	α c _u [kN/m ²]	OCR [°]	β [°]	k [°]
1	0.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
2	-1.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
3	-2.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
4	-3.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
5	-4.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
6	-5.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
7	-6.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
8	-7.00	1.00	0.70	1.00	0.00	1.00	0.30	0.70
9	-8.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
10	-9.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
11	-10.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
12	-11.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
13	-12.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
14	-13.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
15	-14.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
16	-15.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
17	-16.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
18	-17.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
19	-18.00	1.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
19	-19.00	6.00	0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70
20	-25.00		0.35	0.50	95.00	1.00	0.26	0.70

TENSIONI AGENTI LUNGO IL FUSTO DEL PALO					METODO α		METODO β
LUNGHEZZA PALO	AREA LATERALE PALO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE SUPERIORE	TENSIONE VERTICALE EFFICACE MEDIA	TENSIONE VERTICALE EFFICACE INFERIORE	RESISTENZA LATERALE VIGGIANI	RESISTENZA LATERALE AGI	RESISTENZA LATERALE AGI
H stato palo [m]	A _{laterale} [m ²]	$\sigma'_{v, SUP}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, MEDIA}$ [kN/m ²]	$\sigma'_{v, INF}$ [kN/m ²]	R _{laterale, VIGGIANI} [kN]	R _{laterale, AGI} [kN]	R _{laterale, β} [kN]
1.00	2.51	0.00	9.56	19.12	167.13	238.76	6.35
1.00	2.51	19.12	28.68	38.24	167.13	238.76	19.04
1.00	2.51	38.24	47.80	57.36	167.13	238.76	31.73
1.00	2.51	57.36	69.86	82.36	114.61	114.61	114.61
1.00	2.51	82.36	94.86	107.36	155.62	155.62	155.62
1.00	2.51	107.36	119.86	132.36	196.64	196.64	196.64
1.00	2.51	132.36	144.86	157.36	237.65	237.65	237.65
1.00	2.51	157.36	169.86	182.36	278.67	278.67	278.67
1.00	2.51	182.36	191.92	201.48	167.13	238.76	127.41
1.00	2.51	201.48	211.04	220.60	167.13	238.76	140.10
1.00	2.51	220.60	230.16	239.72	167.13	238.76	152.79
1.00	2.51	239.72	249.28	258.84	167.13	238.76	165.48
1.00	2.51	258.84	263.40	267.96	167.13	238.76	174.86
1.00	2.51	267.96	272.52	277.08	167.13	238.76	180.91
1.00	2.51	277.08	281.64	286.20	167.13	238.76	186.97
1.00	2.51	286.20	290.76	295.32	167.13	238.76	193.02
1.00	2.51	295.32	299.88	304.44	167.13	238.76	199.08
1.00	2.51	304.44	309.00	313.56	167.13	238.76	205.13
1.00	2.51	313.56	318.12	322.68	167.13	238.76	211.18
2.00	5.03	322.68	331.80	340.92	334.27	477.52	440.53
0.00	0.00	377.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
					TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE - condizioni drenate; TERRENO COESIVO condizioni non drenate	TERRENO GRANULARE o TERRENO COESIVO - condizioni drenate
					TOTALE [kN]	TOTALE [kN]	TOTALE [kN]
					3657.32	4803.37	3417.77

PORTATA PUNTA BREVE TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	c _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
COESIVO	0.503	190	24	21	0.367	340.92	-	7.07	859.54	859.54

PORTATA PUNTA LUNGO TERMINE										
TIPOLOGIA TERRENO	AREA BASE PALO	COESIONE NON DRENATA	ANGOLO DI ATTRITO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	ANGOLO DI ATTRITO DI PROGETTO	TENSIONE VERTICALE EFFICACE ALLA PUNTA DEL PALO	BEREZANTZEV	MEYERHOF	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Berezantzev)	RESISTENZA ALLA PUNTA (granulare con Meyerhof)
Coesivo o granulare	A _{base} [m ²]	c _u [kN/m ²]	ϕ' [°]	ϕ'_{design} [°]	ϕ'_{design} [radiani]	σ'_v [kN/m ²]	N _q [-]	N _q [-]	R _p [kN]	R _p [kN]
GRANULARE	0.503	190	24	21	0.367	340.92	6.00	7.07	1028.19	1211.68

VERIFICA A BREVE TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	3657.3	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	859.5	[kN]

VERIFICA A LUNGO TERMINE			
PORTATA LATERALE LIMITE	R _{LATERALE}	3417.8	[kN]
PORTATA LIMITE DI PUNTA	R _{PUNTA}	1028.2	[kN]

PALI ESTERNI - LUNGHEZZA ATTIVA [m]: 21.0			
RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	RESISTENZA DI PROGETTO - Q _{lim,d}	SFORZO NORMALE SOLLECITANTE	FATTORE DI SICUREZZA
BREVE TERMINE	LUNGO TERMINE	[kN]	[-]
TOTALE [kN]	TOTALE [kN]		
2259.68	2213.47	1793.77	1.23

10.11. Verifica della capacità portante orizzontale (SLU)

10.11.1. Terreno incoerente

Il massimo taglio risulta pari a 229.79 kN.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: #20041 PARCO EOLICO SERRACAPRIOLA

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

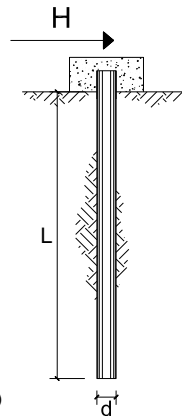
My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

kp = coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin\varphi')/(1 - \sin\varphi')$)

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)



Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

L =	25.00	(m)
d =	0.80	(m)
My =	600.00	(kN m)
Fs =	2.21	(-)
φ' =	21.00	(°)
kp =	2.12	(-)
γ =	20.93	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 = 33232.41 (kN) H1/FS = 15037.29 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 11101.47 (kN) H2/FS = 5023.29 (kN)

Palo lungo:

H3 = 556.61 (kN) H3/FS = 251.86 (kN)

H lim = min(H1, H2, H3) = 556.61 (kN) palo lungo

H amm = H lim / FS = 251.86 (kN)

La verifica risulta soddisfatta.

10.11.2. Terreno coesivo

Il massimo taglio risulta pari a 229.79 kN.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI COESIVI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

OPERA: #20041 PARCO EOLICO SERRACAPRIOLA

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

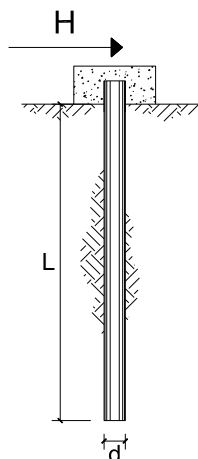
L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

c_u = resistenza al taglio non-drenata



Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3}} + 4.5$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

DATI DI INPUT:

L = 25.00 (m)
 d = 0.80 (m)
 M_y = 600.00 (kN m)
 F_s = 2.21 (-)
 c_u = 190.00 (kN/m²)

Palo corto:

H1 = 32558.40 (kN) H1/FS = 14732.31 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 12614.08 (kN) H2/FS = 5707.73 (kN)

Palo lungo:

H3 = 803.41 (kN) H3/FS = 363.53 (kN)

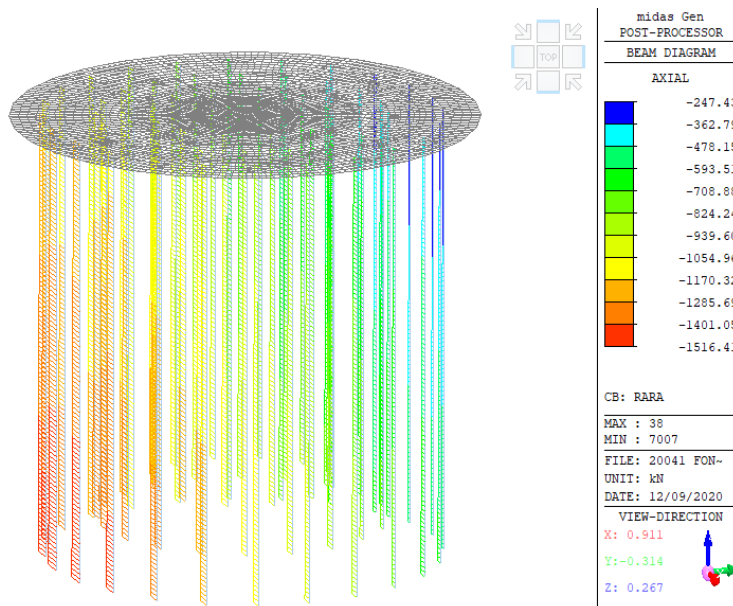
H lim = min(H1, H2, H3) = 803.41 (kN) palo lungo

H amm = H lim / FS = 363.53 (kN)

La verifica risulta soddisfatta.

10.11.3. Verifica dei cedimenti SLE

La verifica dei cedimenti dei pali è stata effettuata, a favore di sicurezza, secondo la teoria di Bowles che riguarda pali trivellati, I cedimenti del palo più sollecitato sono inferiori a 1 cm e risultano accettabili.



Involuppo Sforzo Normale allo SLE [combinazione RARA]

OPERA: #PARCO EOLICO SERRACAPRIOLA

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)
Carico sul palo (P):	1516.4	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	25.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	20.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	13.75	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	56	(-)
Spaziatura dei pali (s)	2.5	(m)

CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

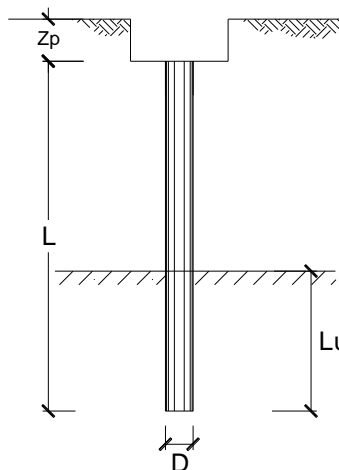
$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$

Coefficiente di forma

$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D):$ 1.90 (-)

Cedimento del palo

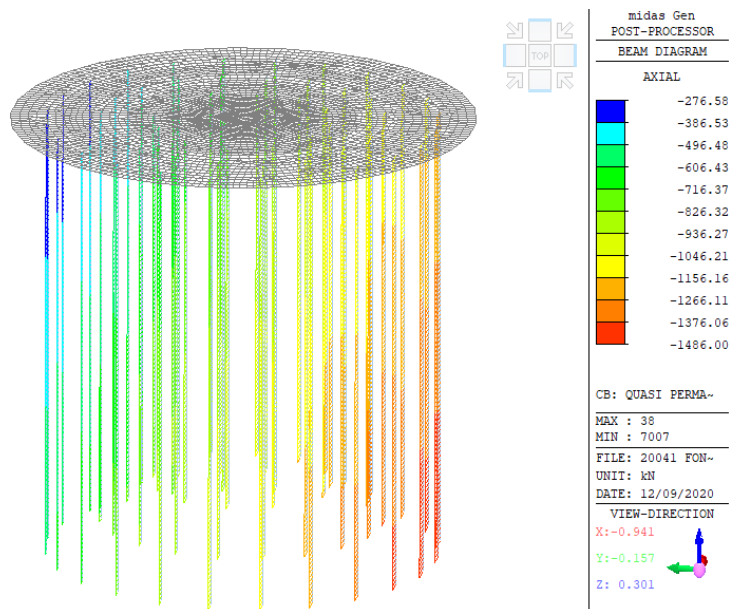
$\delta = \beta * P / E * L_{utile} =$ 10.47 (mm)



Il cedimento risulta pari a circa 1.047 cm. Tale valore risulta ammissibile con le funzionalità dell'opera.

10.11.4. Verifica assenza trazione sui pali in condizioni SLE

Il fornitore dell'aerogeneratore prescrive che non ci sia parzializzazione del piano di fondazione o trazione sui pali con la combinazione di carico Prob. 1e-2 descritta precedentemente.



Sforzo normale sui pali condizione in condizione Quasi Permanente (Carichi permanenti strutturali e non + Carichi di esercizio Prob. 1e-2)

Dalle verifiche svolte con il software, si evince che non si hanno pali sottoposti a sforzo di trazione nella condizione "Prob. 1e-2"

11. VERIFICHE STRUTTURALI PALI

11.1. Pali $\Phi 800$ CFA – sezione di testa

DATI GENERALI SEZIONE CIRCOLARE

Descrizione Sezione:	#SERRACAPRIOLA - PALI CFA 800 - SEZIONE DI TESTA
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione circolare
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C30/37

Raggio circ.:	40.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
\emptyset	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	\emptyset
1	0.0	0.0	32.0	24	24
2	0.0	0.0	23.0	12	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm
Passo staffe:	25.0 cm

Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	111.74	16.20	897.50	50.10	16.80
2	1414.80	119.98	1089.52	110.69	58.50
3	1827.59	75.40	841.50	31.79	47.60
4	1045.27	80.07	1197.51	146.80	43.57
5	102.77	111.04	709.30	91.01	43.67

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	676.68	74.99 (31.00)	601.36 (248.56)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 6.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	111.74	16.20	897.50	111.46	19.18	1062.53	1.18	162.9(15.1)
2	S	1414.80	119.98	1089.52	1414.81	139.78	1269.31	1.17	162.9(15.1)
3	S	1827.59	75.40	841.50	1827.49	115.31	1286.86	1.53	162.9(15.1)
4	S	1045.27	80.07	1197.51	1045.49	81.21	1214.55	1.01	162.9(15.1)
5	S	102.77	111.04	709.30	102.52	164.79	1052.64	1.48	162.9(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00149	40.0	4.9	0.00111	32.0	0.0	-0.00196	-32.0	0.0
2	0.00194	39.8	4.4	0.00150	32.0	0.0	-0.00196	-32.0	0.0
3	0.00200	39.8	3.6	0.00156	32.0	0.0	-0.00187	-32.0	0.0
4	0.00181	39.9	2.7	0.00139	32.0	0.0	-0.00196	-32.0	0.0
5	0.00149	39.5	6.2	0.00110	30.9	8.3	-0.00196	-30.9	-8.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC; deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000047857	0.000000864	-0.000425083	----	----
2	0.000053967	0.000005943	-0.000229560	----	----
3	0.000053564	0.000004799	-0.000151159	----	----
4	0.000052234	0.000003493	-0.000285025	----	----
5	0.000047458	0.000007429	-0.000428067	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
 Passo staffe: 25.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	17.70	1085.57	340.72	60.2 50.4	72.6	2.500	1.013	0.4	6.9(0.0)
2	S	70.26	1201.96	330.40	59.9 48.6	72.4	2.500	1.166	1.5	7.0(0.0)
3	S	50.25	1235.63	326.29	59.9 48.1	72.3	2.500	1.214	1.1	6.9(0.0)
4	S	53.27	1170.17	332.10	59.9 49.0	72.6	2.500	1.122	1.1	6.9(0.0)
5	S	57.22	1084.72	342.68	60.2 50.4	72.6	2.500	1.012	1.2	7.0(0.0)

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]

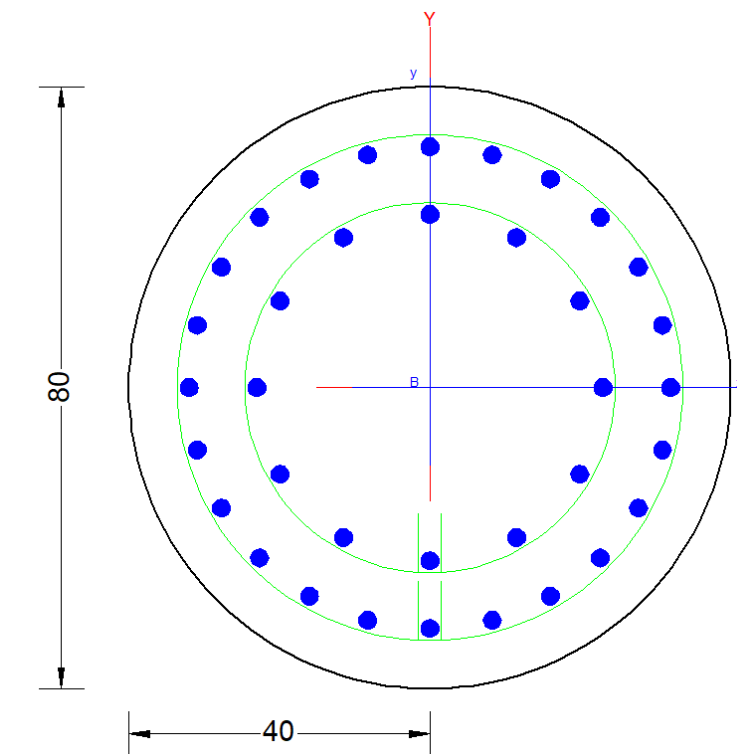
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	11.54	39.7	0.0	-177.6	-32.0	0.0	644	27.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area Ac eff
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = $(e1 + e2)/(2 * e1)$ [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00109	0	0.833	24.0	68	0.00072 (0.00053)	393	0.281 (0.30)	31.00	248.56



11.2. Pali $\Phi 800$ CFA – sezione a 4 metri

DATI GENERALI SEZIONE CIRCOLARE

Descrizione Sezione:	#SERRACAPRIOLA - PALI CFA 800 - SEZIONE A 4 METRI
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione circolare
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C30/37

Raggio circ.:	40.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
\emptyset	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	\emptyset
1	0.0	0.0	32.0	12	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm
Passo staffe:	25.0 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	1892.94	24.90	395.91	134.77	0.00
2	920.30	19.30	395.90	164.20	0.00
3	193.40	13.80	374.50	139.50	6.39
4	1248.40	26.10	390.30	148.70	0.00
5	153.04	23.28	239.18	95.21	8.74

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	326.85	11.06 (10.97)	211.08 (209.40)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	14.2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1892.94	24.90	395.91	1892.99	51.12	812.87	2.05	54.3(15.1)
2	S	920.30	19.30	395.90	920.28	31.02	636.23	1.61	54.3(15.1)
3	S	193.40	13.80	374.50	193.53	17.78	482.59	1.29	54.3(15.1)
4	S	1248.40	26.10	390.30	1248.48	46.76	699.27	1.79	54.3(15.1)
5	S	153.04	23.28	239.18	153.19	46.01	472.75	1.98	54.3(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Ys max		Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)							
N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00193	39.9	2.1	0.00149	32.0	0.0	-0.00196	-32.0	0.0
2	0.00143	40.0	1.9	0.00105	32.0	0.0	-0.00196	-32.0	0.0
3	0.00106	40.0	1.5	0.00073	32.0	0.0	-0.00196	-32.0	0.0
4	0.00160	39.9	2.7	0.00120	32.0	0.0	-0.00196	-32.0	0.0
5	0.00104	39.8	3.9	0.00070	32.0	0.0	-0.00196	-32.0	0.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c		Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.			
x/d		Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45			
C.Rid.		Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue			
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000053873	0.000003388	-0.000232575	----	----
2	0.000047049	0.000002294	-0.000450945	----	----
3	0.000041902	0.000001544	-0.000615634	----	----
4	0.000049316	0.000003298	-0.000378391	----	----
5	0.000041551	0.000004044	-0.000626883	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe:	8 mm									
Passo staffe:	25.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]									
Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata									
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro									
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]									
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]									
d z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.									
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.									
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato									
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione									
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]									
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.									
N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	8.46	1260.58	192.34	59.9 48.6	72.4	2.500	1.222	0.2	4.0(0.0)
2	S	8.00	1193.97	200.25	60.2 50.6	72.6	2.500	1.108	0.2	4.0(0.0)
3	S	11.52	1128.85	210.21	61.2 53.2	70.8	2.500	1.023	0.2	4.0(0.0)
4	S	9.92	1215.26	197.65	60.2 49.9	72.5	2.500	1.146	0.2	4.0(0.0)
5	S	17.92	1126.59	211.57	61.3 53.3	70.8	2.500	1.018	0.3	4.1(0.0)

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

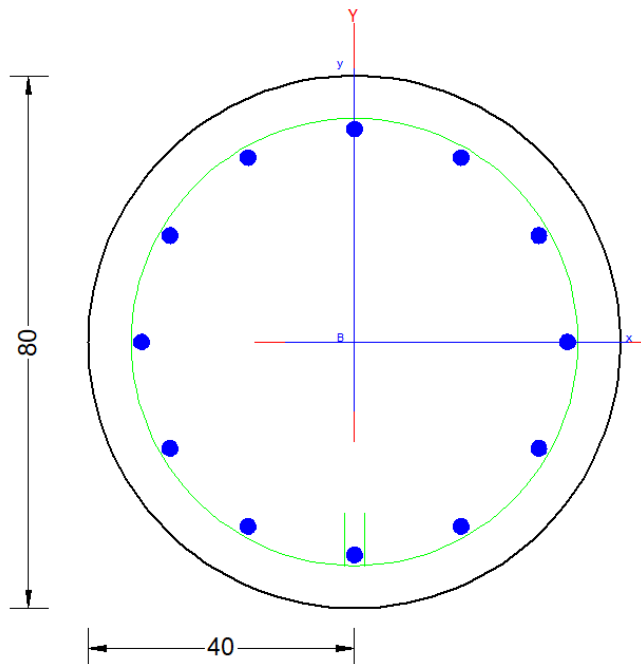
Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata	
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]	
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)	
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]	
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)	
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre	

As eff.		Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure							
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.25	39.9	0.0	-122.9	-32.0	0.0	732	13.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera f_{ctm} in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione di trazione del calcestruzzo, valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione di trazione del cls. (in sezione fessurata), valutata nella fibra più interna dell'area $A_{c\text{ eff}}$
k2	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= $(e1 + e2)/(2*e1)$ [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\text{ eff}}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00074	0	0.833	24.0	68	0.00037 (0.00037)	598	0.221 (0.30)	10.97	209.40



11.2.1. Verifica a punzonamento

Il torrino va verificato nei confronti del punzonamento prodotto da una forza concentrata. La verifica a punzonamento è necessaria per la presenza di forze concentrate su un'area di impronta piccola. La resistenza a punzonamento si ricava da una relazione simile a quella fornita per la resistenza a taglio; il fenomeno del punzonamento non è però monodimensionale ma bidimensionale; infatti intervengono le armature in entrambi le direzioni ortogonali alla maglia di armature. La relazione per la valutazione della resistenza al punzonamento è la seguente (*EC2 – elementi non armati a taglio*):

$$\tau_{p,Rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.1 \cdot \sigma_{cp} \geq v_{min} + 0.1 \cdot \sigma_{cp}$$

con:

- f_{ck} resistenza caratteristica a compressione della soletta espressa in MPa;
- $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ con d in mm;
- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- γ_c risulta il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo pari a 1,5;
- ρ_l è il rapporto geometrico di armatura valutato come $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0.02$

con ρ_{ly} e ρ_{lz} calcolati in funzione di una larghezza pari al diametro dell'area di carico D più tre volte d su ciascun lato. In particolare b risulterà pari a $b = D + 2(3 \cdot d)$.

I rapporti geometrici di armatura longitudinale e trasversale saranno rispettivamente pari a:

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{b \cdot d}$$

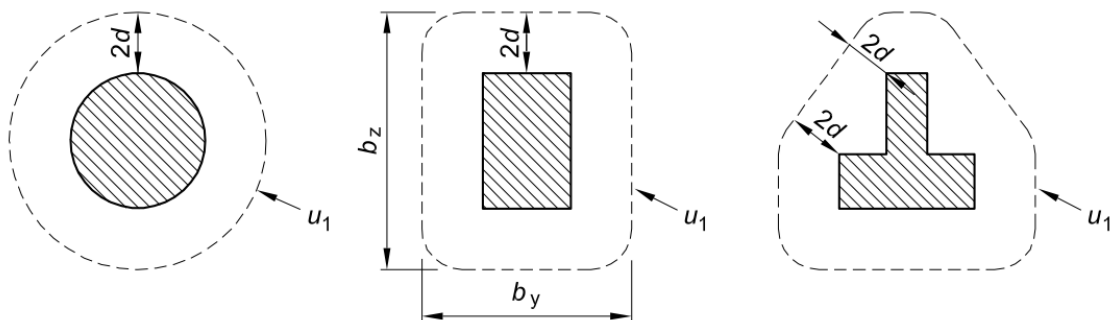
$$\rho_{lz} = \frac{A_{slx}}{b \cdot d}$$

La tensione media di compressione vale:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$$

La resistenza a punzonamento deve essere verificata lungo un perimetro di verifica distante $2d$ dal contorno dell'area di carico.

Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate



in particolare tale perimetro risulterà pari a:

$$u = 2\pi (r + 2d)$$

in cui:

- r è il raggio dell'aria di carico, pari a $D/2$;
- d è l'altezza utile del torrino.

Il valore della resistenza a scorrimento si ottiene moltiplicando la tensione tangenziale così calcolata con il perimetro critico e l'altezza utile della sezione:

$$V_{p,Rd} = \tau_{p,Rd} \cdot u \cdot d$$

La verifica risulta soddisfatta se:

$$V_{p,Rd} < F_{pd}$$

SLU: PUNZONAMENTO		
f_{ck}	33.2	[MPa]
γ_c	1.5	[-]
F_{pd}	2219.0	[kN]
ϕ_{sly}	10	[mm]
s_{sly}	150	[mm]
A_{sly}	523.6	[mm ²]
ϕ_{slz}	10	[mm]
s_{slz}	150	[mm]
A_{slz}	523.6	[mm ²]
d	580.00	[mm]
b	7480.00	[mm]
ρ_{ly}	0.0001	[-]
ρ_{lz}	0.0001	[-]
ρ_l	0.0001	[-]
N_{ed}	0.0	[kN]
A_c	4338400.0	[mm ²]
σ_{cp}	0.0	[N/mm ²]
k	1.6	[mm]
u_{min}	0.4	[-]
$\tau_{p,Rd}$	0.40	[N/mm ²]

Resistenza a compressione del calcestruzzo
 Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
 Forza a punzonamento di progetto
 Diametro barre di armatura lungo y
 Passo barre di armatura lungo y
 Area armatura lungo y
 Diametro barre di armatura lungo z
 Passo barre di armatura lungo z
 Area armatura lungo z
 Altezza utile della sezione
 Larghezza utile della sezione
 Rapporto geometrico di armatura longitudinale lungo y
 Rapporto geometrico di armatura longitudinale lungo z
 Rapporto geometrico di armatura
 Sforzo normale sollecitante
 Area resistente a compressione
 Tensione media di compressione
 Coefficiente "k"
 v_{min}
 Resistenza a scorrimento

AREA DI CARICO		
D	4000.00	[mm]
u	18840.00	[mm]

raggio area di carico
 Perimetro critico u

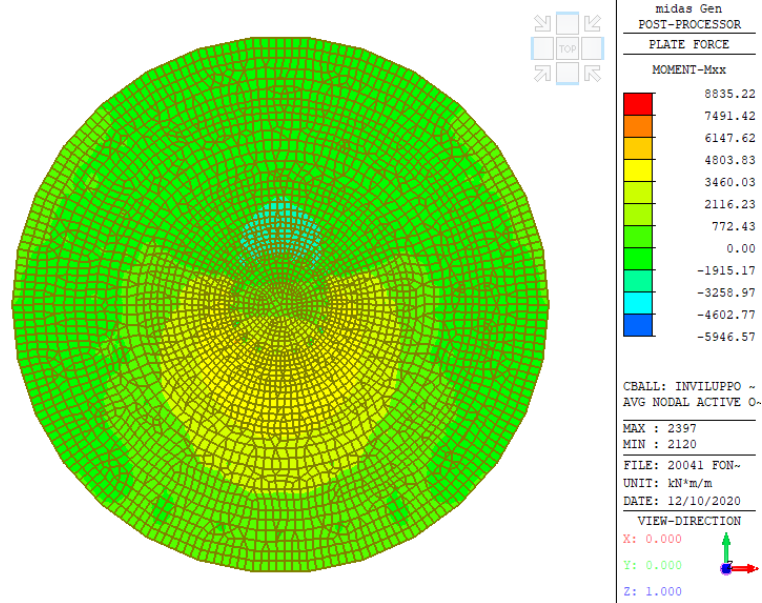
VERIFICA		
$V_{p,Rd}$	4406.58	[kN]
Verifica	VERIFICATO	
η	0.50	

Resistenza a punzonamento

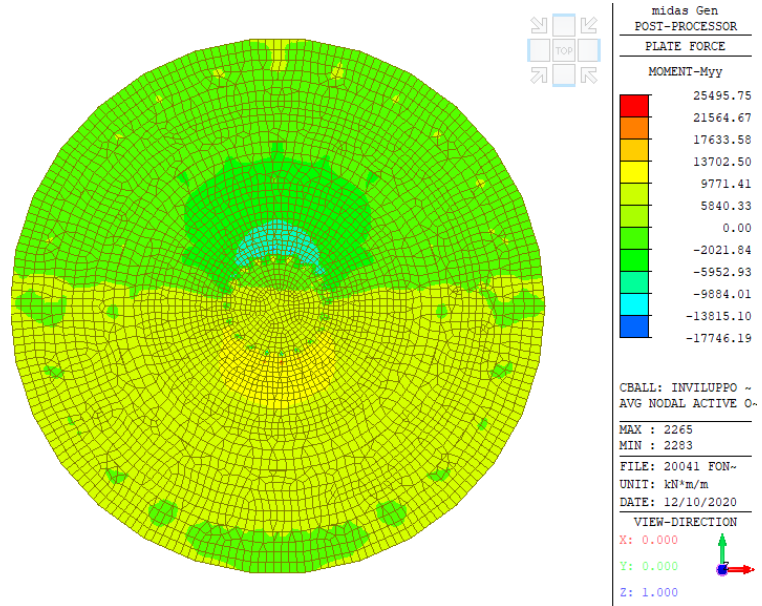
Non è necessario disporre armatura specifica a punzonamento.

11.3. Verifiche strutturali plinto

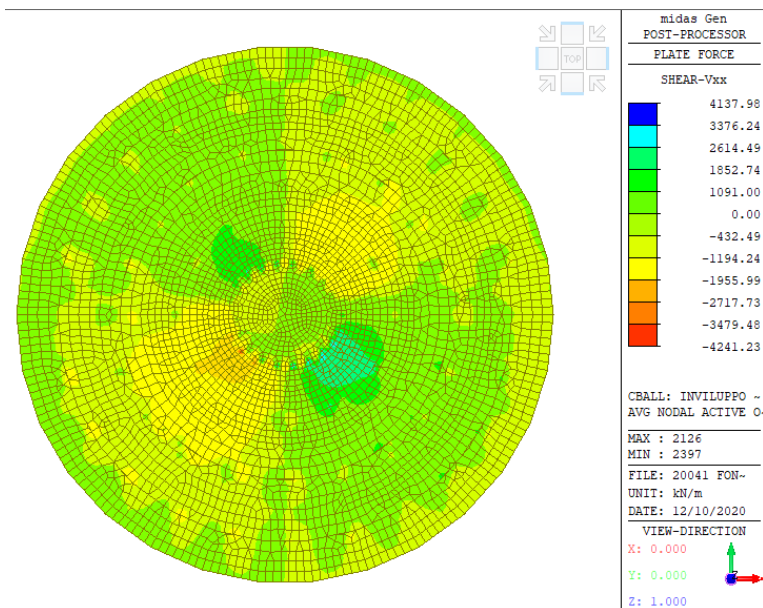
11.3.1. Sollecitazioni



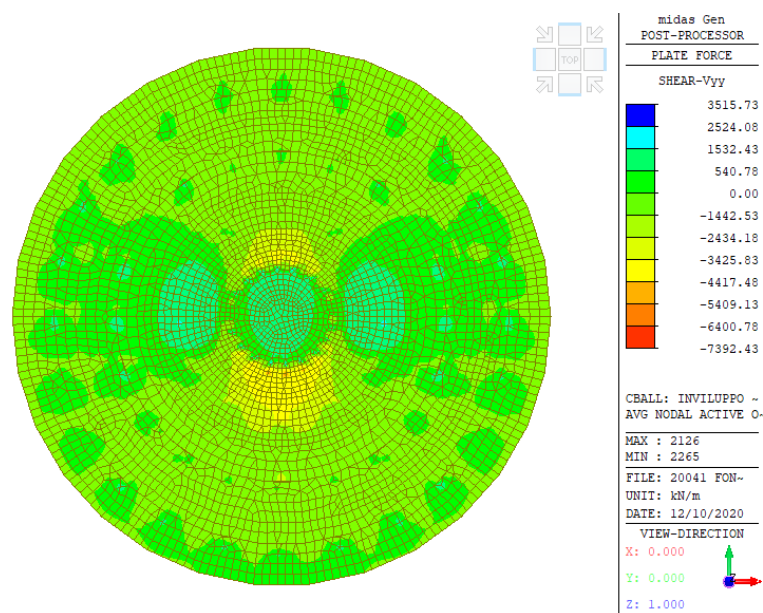
Inviluppo SLU/SLV Momento Flettente M_{xx}



Inviluppo SLU/SLV Momento Flettente M_{yy}



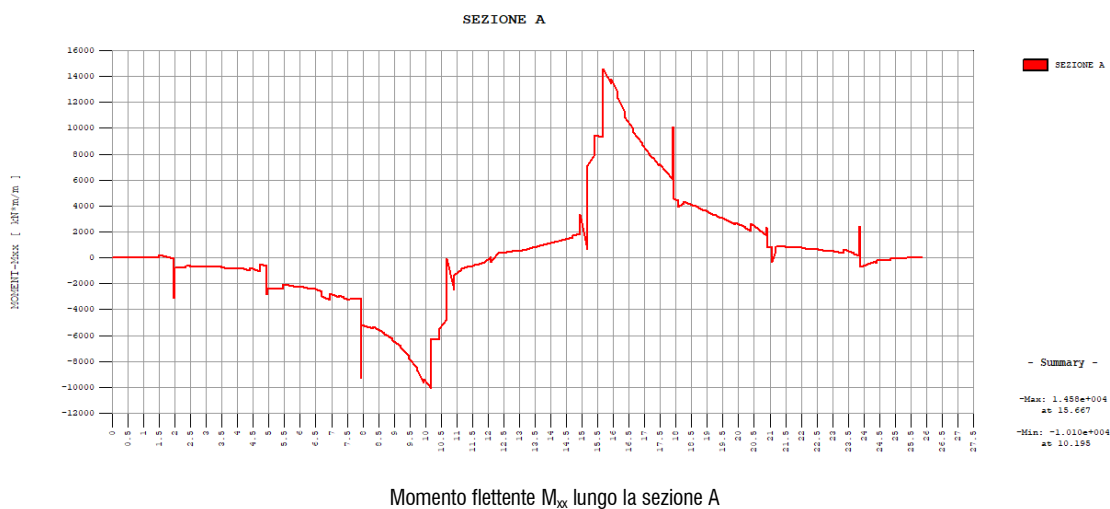
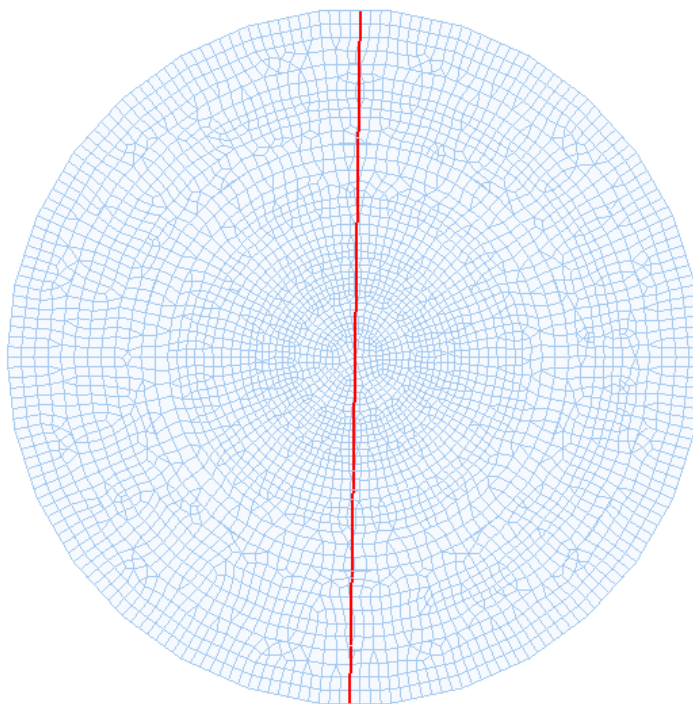
Inviluppo SLU/SLV Taglio V_{xx}

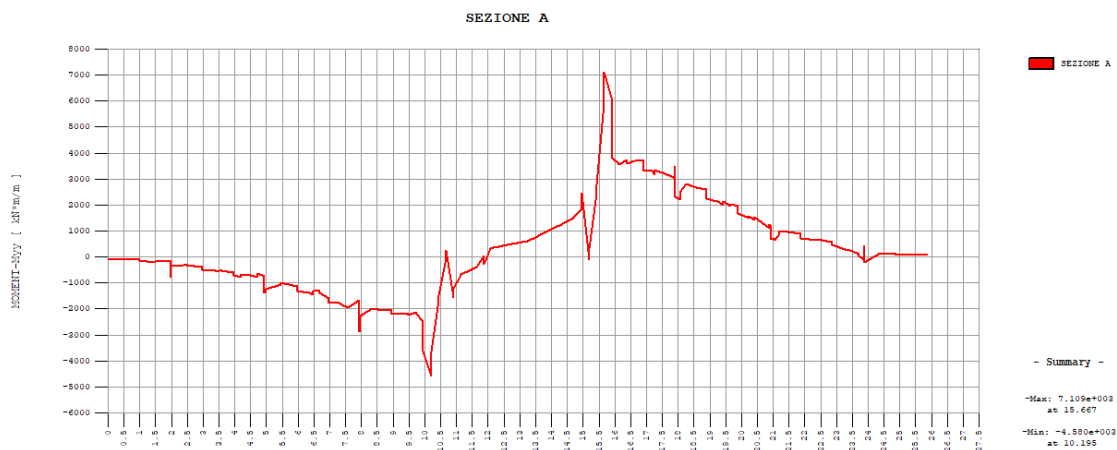


Inviluppo SLU/SLV Taglio V_{yy}

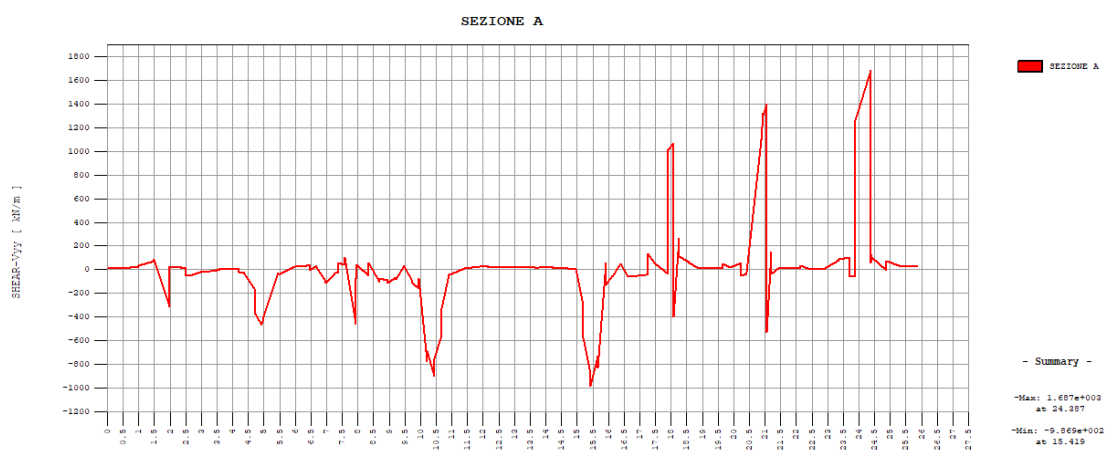
11.3.2. Diagrammi delle sollecitazioni

Di seguito si mostra la sezione di calcolo per il dimensionamento delle armature del plinto.

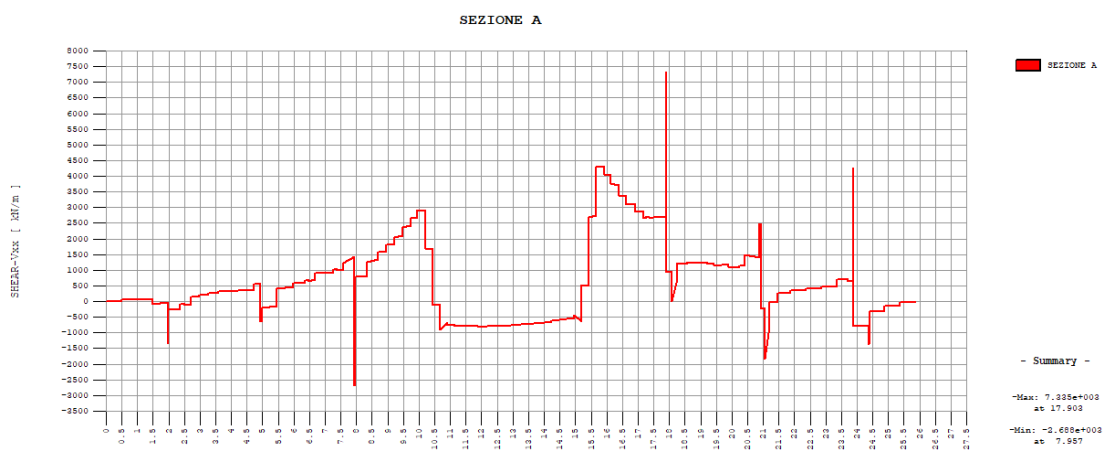




Momento flettente M_{yy} lungo la sezione A



Taglio V_{yy} lungo la sezione A



Taglio V_{xx} lungo la sezione A

11.3.3. Verifiche plinto – zona 1

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: PLINTO DI FONDAZIONE ZONA1

Descrizione Sezione:	PLINTO DI FONDAZIONE - ZONA 1
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di plinto di fondazione
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	236.0
3	50.0	236.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	26
2	-44.0	230.0	26
3	44.0	230.0	26
4	44.0	6.0	26
5	-44.0	12.0	24
6	44.0	12.0	24
7	-44.0	18.0	24
8	44.0	18.0	24
9	-44.0	24.0	24
10	44.0	24.0	24
11	-44.0	30.0	16
12	44.0	30.0	16
13	-44.0	224.0	24
14	44.0	224.0	24
15	-44.0	218.0	24
16	44.0	218.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	24
4	7	8	8	24
5	9	10	8	24
6	11	12	8	16
7	13	14	8	24
8	15	16	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	15000.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-10000.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	7000.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	-4000.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.7 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	15000.00	0.00	0.00	15203.66	0.00	1.01	208.9(41.2)
2	S	0.00	-10000.00	0.00	0.00	-11202.72	0.00	1.12	143.6(41.2)
3	S	0.00	7000.00	0.00	0.00	15203.66	0.00	2.17	208.9(41.2)
4	S	0.00	-4000.00	0.00	0.00	-11202.72	0.00	2.80	143.6(41.2)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00092	0.321	-50.0	236.0	0.00085	-44.0	230.0	-0.00196	-44.0	6.0
2	0.00068	0.258	-50.0	0.0	0.00061	-44.0	6.0	-0.00196	-44.0	230.0
3	0.00092	0.321	-50.0	236.0	0.00085	-44.0	230.0	-0.00196	-44.0	6.0
4	0.00068	0.258	-50.0	0.0	0.00061	-44.0	6.0	-0.00196	-44.0	230.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000012520	-0.002031618	0.321	0.841
2	0.000000000	-0.000011462	0.000679798	0.258	0.762
3	0.000000000	0.000012520	-0.002031618	0.321	0.841
4	0.000000000	-0.000011462	0.000679798	0.258	0.762

11.3.4. Verifiche plinto – zona 2

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: PLINTO DI FONDAZIONE ZONA2

Descrizione Sezione:	PLINTO DI FONDAZIONE - ZONA 1i2
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di plinto di fondazione
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	170.0
3	50.0	170.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	24
2	-44.0	12.0	24
3	44.0	6.0	24
4	44.0	12.0	24
5	-44.0	18.0	16
6	44.0	18.0	16
7	-44.0	164.0	24
8	44.0	164.0	24
9	-44.0	158.0	24
10	44.0	158.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
--------	--------------	--------------	---------	---

1	1	3	8	24
2	2	4	8	24
3	5	6	3	16
4	7	8	8	24
5	9	10	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	5000.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-5000.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	3000.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	-4000.00	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	5000.00	0.00	0.00	5578.96	0.00	1.12	100.5(29.4)
2	S	0.00	-5000.00	0.00	0.00	-5112.93	0.00	1.02	90.5(29.4)
3	S	0.00	3000.00	0.00	0.00	5578.96	0.00	1.86	100.5(29.4)
4	S	0.00	-4000.00	0.00	0.00	-5112.93	0.00	1.28	90.5(29.4)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00074	0.274	-50.0	170.0	0.00064	-44.0	164.0	-0.00196	-44.0	6.0
2	0.00068	0.258	-50.0	0.0	0.00058	-44.0	6.0	-0.00196	-44.0	164.0

3	0.00074	0.274	-50.0	170.0	0.00064	-44.0	164.0	-0.00196	-44.0	6.0
4	0.00068	0.258	-50.0	0.0	0.00058	-44.0	6.0	-0.00196	-44.0	164.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000016432	-0.002055092	0.274	0.782
2	0.000000000	-0.000016082	0.000680945	0.258	0.763
3	0.000000000	0.000016432	-0.002055092	0.274	0.782
4	0.000000000	-0.000016082	0.000680945	0.258	0.763

11.3.5. Verifiche plinto – zona 3

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME FILE SEZIONE: PLINTO DI FONDAZIONE ZONA2

Descrizione Sezione:	PLINTO DI FONDAZIONE - ZONA 1i2
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Tipologia sezione:	Sezione generica di plinto di fondazione
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

ARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	108.0
3	50.0	108.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	6.0	24
2	44.0	6.0	24
3	-44.0	12.0	16
4	44.0	12.0	16
5	-44.0	102.0	24
6	44.0	102.0	24
7	-44.0	96.0	16
8	44.0	96.0	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	24

2	3	4	8	16
3	5	6	8	24
4	7	8	8	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	2000.00	0.00
2	0.00	-2000.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.8 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata					
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)					
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia					
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)					
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia					
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000					
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]					
N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic. As Tesa
1	S	0.00	2000.00	0.00	2270.85	1.14 65.3(18.3)
2	S	0.00	-2000.00	0.00	-2270.85	1.14 65.3(18.3)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione									
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45									
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)									
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)									
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)									
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)									
N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00076	0.279	-50.0	108.0	0.00060	-44.0	102.0	-0.00196	-44.0	6.0
2	0.00076	0.279	-50.0	0.0	0.00060	-44.0	6.0	-0.00196	-44.0	102.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.				
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000026614	-0.002116186	0.279	0.789
2	0.000000000	-0.000026614	0.000758160	0.27	