

EMILIE Wind S.r.l.

# Parco Eolico “EMILIE” sito nel Comune di Casalfiumanese (BO)

Relazione di calcolo preliminare delle fondazioni

Luglio 2023

Committente:

EMILIE Wind S.r.l.

EMILIE Wind S.r.l.

Via Sardegna, 40

00187 Roma

P.IVA/C.F. 16666851007

Titolo del Progetto:

**Parco Eolico "EMILIE" sito nel Comune di Casalfiumanese (BO)**

Documento:

**Relazione di calcolo  
preliminare delle fondazioni**

N° Documento:

**IT-VesEMI-PGR-CIV-TR-03**

Progettista:



**Ing. Domenico Teta**



Rev	Data Revisione	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
00	Luglio 2023	Elaborati civili	C. Cucci	D. Teta	S. Sguazzo

# Sommario

<b>1. Premessa .....</b>	<b>5</b>
<b>2. Normative e Documenti di riferimento .....</b>	<b>6</b>
2.1. Normative.....	6
2.2. Documenti di riferimento.....	6
<b>3. Caratterizzazione geotecnica – litostratigrafia di progetto .....</b>	<b>7</b>
<b>4. Dimensionamento e verifica delle fondazioni.....</b>	<b>8</b>
4.1. Considerazioni generali .....	8
4.2. Definizione schema della palificata .....	8
4.3. Definizione azioni in fondazione.....	9
4.4. Determinazione sollecitazioni sui singoli pali.....	10
4.5. Verifica capacità portante assiale del palo.....	11
4.6. Verifica capacità portante trasversale del palo.....	13
4.7. Verifica strutturale del palo.....	14
<b>5. Appendice 1: Capacità Portante ai carichi ASSIALI Fondazioni Profonde.....</b>	<b>18</b>
5.1. Valutazione della capacità portante.....	18
5.1.1. Portata laterale ultima.....	18
5.1.2. Portata di base ultima .....	19
<b>6. Appendice 2: Capacità Portante ai carichi TRASVERSALI Fondazioni Profonde.....</b>	<b>20</b>
6.1. Generalità .....	20
<b>7. Appendice 3: Distribuzione dei Carichi sulla Palificata: Programma di calcolo MAP .....</b>	<b>26</b>
7.1. Programma di calcolo MAP .....	26

## Acronimi

WTG	Wind Turbine Generator
-----	------------------------

## 1. Premessa

La presente relazione tratta le problematiche geotecniche connesse alla realizzazione delle fondazioni degli aerogeneratori del parco eolico “Emilie” sito nel Comune Casalfiumanese (Bo).

L’impianto eolico “Emilie” consta di n. 9 aerogeneratori caratterizzati da un’altezza mozzo di 113 m, rotore di 163 m e potenza nominale di 4,5 MWp, per una potenza complessiva nominale del parco pari a 40.5 MWp.

Nel presente documento saranno sviluppati, i seguenti punti:

- identificazione stratigrafia di progetto, individuazione della posizione della falda, indicazione dei parametri geotecnici di calcolo delle formazioni individuate;
- calcolo delle sollecitazioni sugli elementi di fondazione;
- verifiche geotecniche di capacità portante (assiale e trasversale) delle fondazioni;
- verifiche strutturali delle fondazioni profonde;

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologica e geotecnica di dettaglio del sito si rimanda alla “Relazione geologica-geotecnica” ed alla “Relazione idrologica e idraulica”.

## 2. Normative e Documenti di riferimento

### 2.1. Normative

La presente relazione è stata redatta in conformità alla seguente normativa:

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-18).

[N.2]. Circolare 21-01-2019 n. 7 C.S.LL.PP. applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-18).

### 2.2. Documenti di riferimento

La presente relazione è stata redatta con riferimento ai seguenti documenti.

- IT-VESEMI-PGR-SPE-TR02 Relazione Geologica-Geotecnica

### 3. Caratterizzazione geotecnica – litostratigrafia di progetto

In virtù di quanto descritto nella “relazione geologica-geotecnica”, in funzione della natura geologica dei terreni presenti in situ, si è potuta definire la seguente litostratigrafia di progetto con i relativi parametri meccanici funzionali alla progettazione.

Prof. da p.c. (m)		Unità	Peso per unità di Volume	Coesione non drenata “cu”
da	a		(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)
0	10	U1	18.5	60
10	15	U2	19	100
15	20			150
20	25			200
25	30			250
30	oltre			300

## 4. Dimensionamento e verifica delle fondazioni

### 4.1. Considerazioni generali

Data la natura dei terreni presenti ed in rapporto alle caratteristiche geometriche e funzionali della sovrastruttura (torre eolica), cui corrisponde una grande eccentricità del carico in fondazione, la scelta della tipologia di fondazione più idonea ha trovato la sua soluzione nell'adozione di pali trivellati di grande diametro con  $D=1200$  mm. L'adozione di una soluzione a pali trivellati offre vantaggi legati ad una maggiore flessibilità operativa, poiché consente di superare eventuali difficoltà dovute al rinvenimento di eventuali livelli di maggiore consistenza e/o di trovanti di grosse dimensioni.

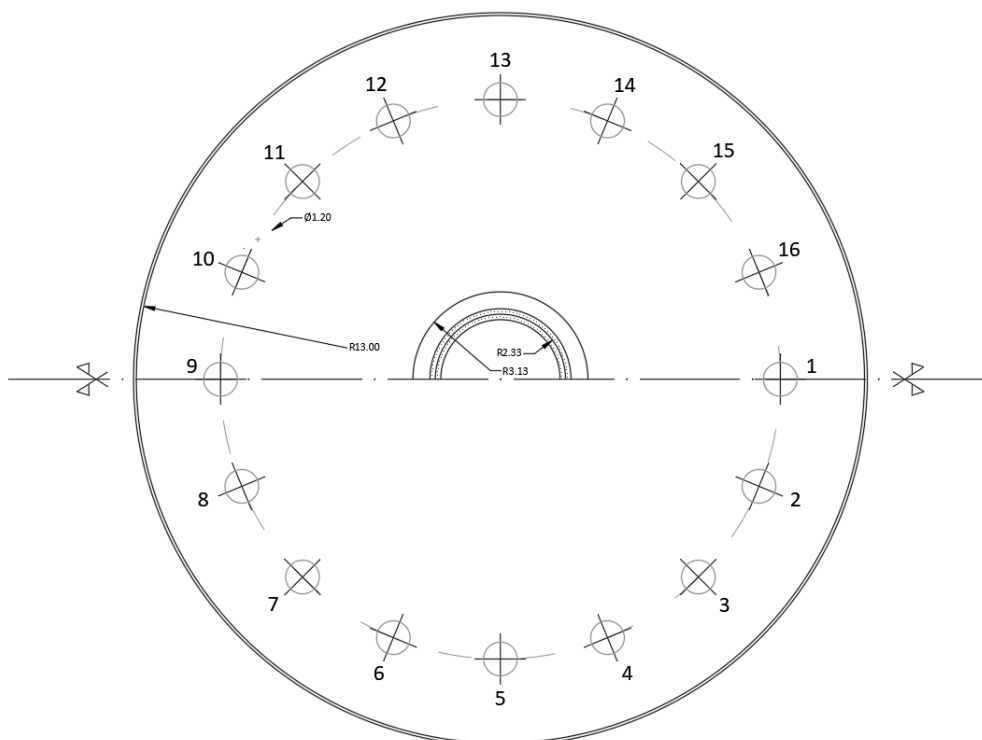
La definizione delle fondazioni si articolerà nelle seguenti fasi:

- a) Definizione schema della palificata
- b) Definizione azioni in fondazione
- c) Determinazione sollecitazioni sui singoli pali
- d) Verifica capacità portante assiale del palo
- e) Verifica capacità portante trasversale del palo
- f) Verifica strutturale del palo

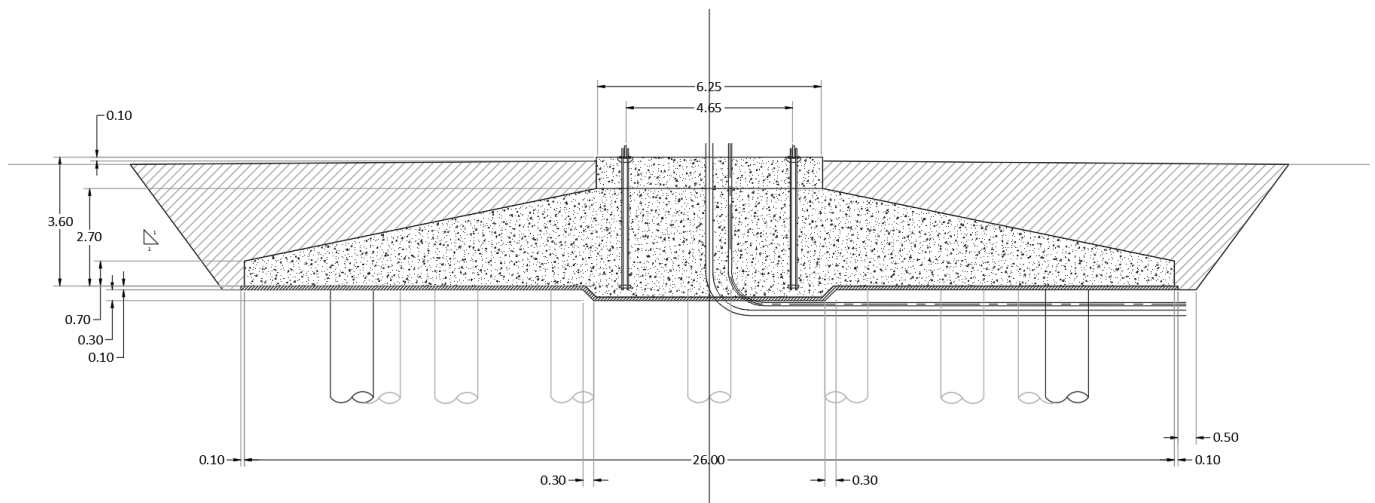
### 4.2. Definizione schema della palificata

Nella figura che segue si visualizza lo schema dimensionale della fondazione, con la numerazione attribuita a ciascun palo in accordo a quanto verrà indicato nelle successive elaborazioni

**Figura 1: Tipologico fondazione aerogeneratore: pianta e sezione**





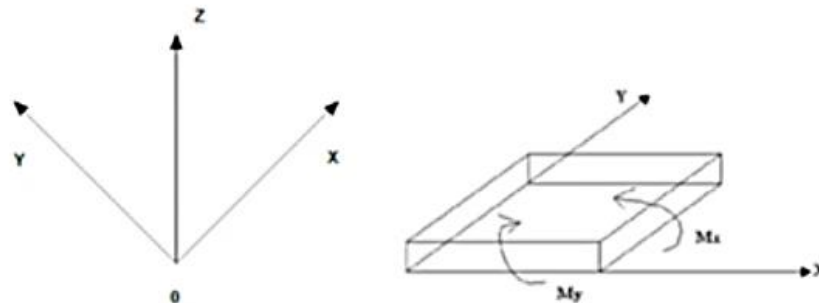


#### 4.3. Definizione azioni in fondazione

Una volta individuato lo schema strutturale della fondazione, si è posta l'attenzione sulle azioni fornite dal Progettista della struttura, a livello del baricentro dell'estradosso del plinto di fondazione che vengono di seguito riportate.

##### • Tabella 3.2.B.1 - azioni allo SLU (in accordo alla Normativa Italiana)

$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$F_z$ (kN)	$M_x$ (kN*m)	$M_y$ (kN*m)	$M_z$ (kN*m)
1688.33	-26.84	-7571.58	9840.11	231769.91	792.11




A queste azioni andranno sommate quelle dovute al peso del plinto e del ricoprimento.  
 In particolare:

- Peso plinto: 21925 kN (tipo G1; incrementato di 1.3 diventa: 28503 kN)
- Peso terreno ricoprimento,  $\gamma=18.5 \text{ kN/m}^3$ : 17964 kN (tipo G2, compiutamente definiti, incrementato di 1.3 diventa: 23353 kN)

Si avrà pertanto una combinazione delle sollecitazioni provenienti dalla sovrastruttura con G1+G2 moltiplicati con coefficiente unitario ed unO con coefficiente 1.3.

Al fine di considerare l'aleatorietà dell'orientamento delle sollecitazioni dovuta alla possibilità del rotore di ruotare sul suo asse verticale, le combinazioni precedentemente definite sono state fatte ruotare di 5 per volta fino a raggiungere una rotazione complessiva di  $45^\circ$  coprendo così, grazie alle simmetrie del sistema, l'intera gamma delle possibili posizioni.

EMILIE Wind srl		N° Doc. IT-VesEMI-PGR-CIV-TR-03	Rev 0	Pagina 10 di 34
-----------------	---	------------------------------------	-------	--------------------

#### 4.4. Determinazione sollecitazioni sui singoli pali

La determinazione delle sollecitazioni sui pali verrà effettuata in accordo a quanto esplicitato in dettaglio nell' “

Appendice 3: Distribuzione dei Carichi sulla Palificata: Programma di calcolo MAP” alle quali si rimanda.

In questa fase, partendo dai carichi agenti sul plinto, si determinano le sollecitazioni agenti in sommità ai singoli pali. Tale distribuzione dei carichi sarà individuata tramite il nostro programma di calcolo “MAP”.

Numero e caratteristiche geometriche del plinto e dei pali (diametro, lunghezza) sono visualizzabili nello schema di cui sopra. Tale scelta, basata su una impostazione preliminare e sull’esperienza andrà poi confortata dai risultati delle elaborazioni delle varie fasi di calcolo esplicitate.

In particolare volendo esaltare le sollecitazioni nella verifica si fanno le seguenti assunzioni:

- plinto infinitamente rigido impedito di ruotare (pali che non possono cedere verticalmente);
- modulo di reazione orizzontale iniziali ( $E_s$ ) alla Matlock & Reese (1960) utile per definire la parte iniziale delle curve p-y, verrà assunto un valore “operativo” pari a (vedi ad esempio Elson (1984)):

$$E_s = (300 \div 400) \cdot c_u \quad (\text{kPa}) \text{ essendo: } c_u = \text{resistenza al taglio non drenata.}$$

Con riferimento alla stratigrafia di calcolo e a quanto espresso si avrà pertanto: (testa pali a 3.5 m da p.c.)

**Tabella 1: Modulo di Reazione E al variare della profondità**

Prof. da testa Palo (m)	Modulo di reazione E (kPa)
0	24000
6.5	24000
6.6	40000
11.5	40000
11.6	60000
16.5	60000
16.6	80000
21.5	80000
21.6	100000
26.5	100000
26.6	120000
50	120000

I risultati delle elaborazioni sono visualizzabili nella Tabella 2:

**Tabella 2: Azioni allo SLU (in accordo alla Normativa Italiana) sui pali nelle condizioni più sfavorevoli**

Sollecitazioni massime in sommità ai pali

	Fz	M kN	T kN*m	palo kN	c.d.c.	
S.1	6740.0	250.8	105.5	16	9	
S.2	-59.6	251.5	105.8	8	10	
S.3	3589.2	262.7	110.5	5	1	
S.4	3589.2	262.7	110.5	5	1	
T.1	6737.4	251.3	105.7	1	1	
T.2	-56.3	252.0	106.0	7	18	

S.1: cond. di carico con Sforzo Normale Massimo  
C 9 SLU (plinto+terreno)\*1.3 Rot=20°  
S.2: cond. di carico con Sforzo Normale Minimo  
C 10 SLU (plinto+terreno)\*1.0 Rot=20°  
S.3: cond. di carico con Momento Massimo  
C 1 SLU (plinto+terreno)\*1.3 Rot=0°  
S.4: cond. di carico con Taglio Massimo  
C 1 SLU (plinto+terreno)\*1.3 Rot=0°  
T.1: cond. di carico con Tensione Massima (sez. interamente reagente)  
C 1 SLU (plinto+terreno)\*1.3 Rot=0°  
T.2: cond. di carico con Tensione Minima (sez. interamente reagente)  
C 18 SLU (plinto+terreno)\*1.0 Rot=40°

#### 4.5. Verifica capacità portante assiale del palo


La verifica della capacità portante dei pali viene condotta con riferimento ai carichi verticali massimi individuati al punto precedente

In particolare:

- N = 6740.0 kN Condizione di carico A1

La trazione, seppur presente, ha valore così esiguo (59.6 kN) da essere ampiamente bilanciata anche dal solo peso proprio del palo

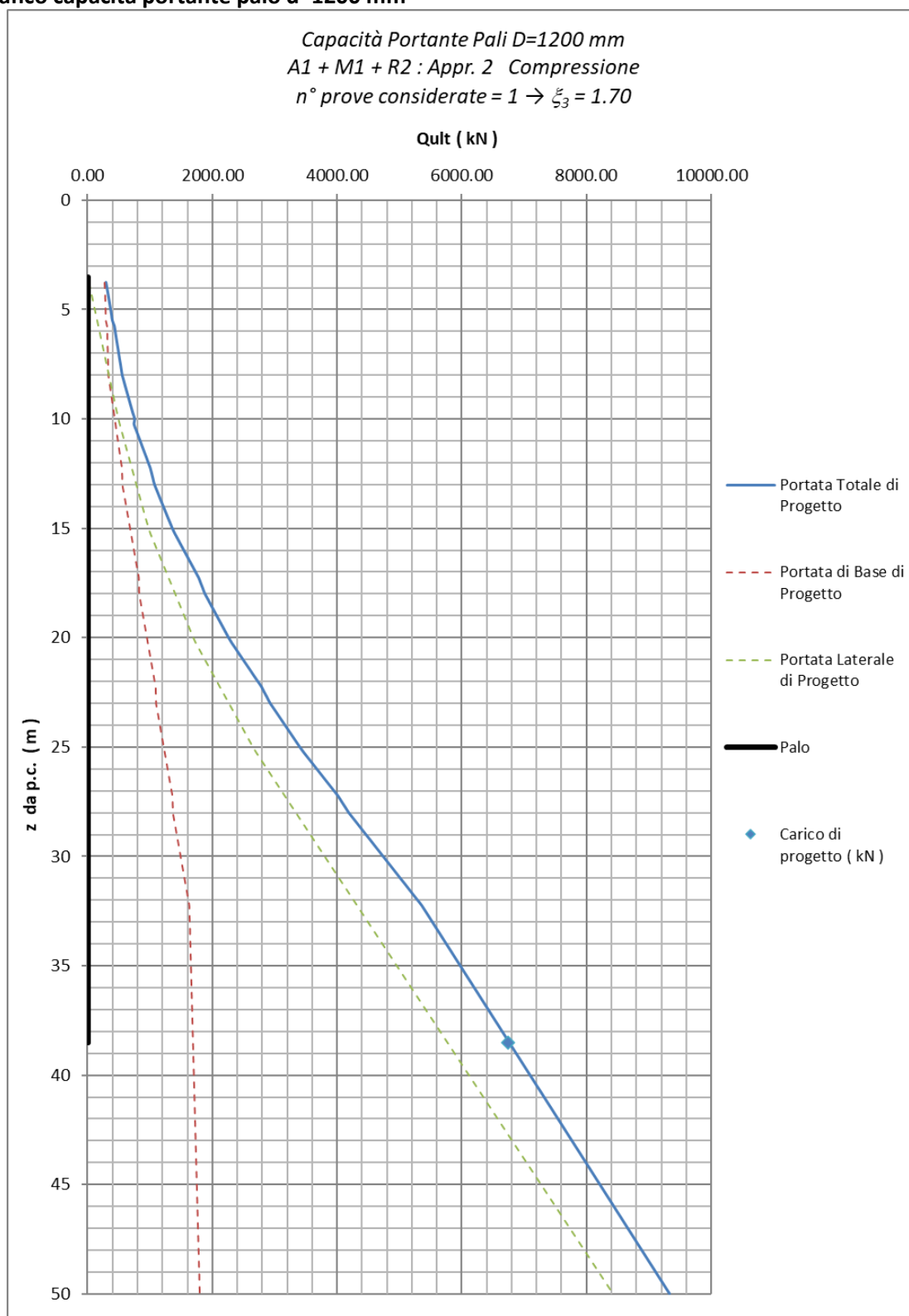
La verifica viene condotta in accordo ai metodi di calcolo della capacità portante per le fondazioni profonde riportati nell' "

EMILIE Wind srl		N° Doc. IT-VesEMI-PGR-CIV-TR-03	Rev 0	Pagina 13 di 34
-----------------	---	------------------------------------	-------	--------------------


Appendice 1: Capacità Portante ai carichi ASSIALI Fondazioni Profonde” ed in accordo ai principi NTC-18 a cui si rimanda. In particolare per il caso in esame si assume:

- Adesione laterale limite  $\tau = 120$  kPa
- La  $q_u^b$  : per la pressione di rottura sotto la base dell'elemento di fondazione, il coefficiente dimensionale di capacità portante  $N_c$  viene assunto pari a 9

Il risultato delle elaborazioni, adottando la litostratigrafia di riferimento di cui al punto 0, è visualizzabile nella seguente figura:

**Figura 2: Grafico capacità portante palo d=1200 mm**

Dalla Figura 2 si deduce che la lunghezza utile, da Intradosso plinto (-3.5 m da p.c.), dei 16 pali può essere assunta pari a 35.0m;

EMILIE Wind srl		N° Doc. IT-VesEMI-PGR-CIV-TR-03	Rev 0	Pagina 15 di 34
-----------------	---	------------------------------------	-------	--------------------

#### 4.6. Verifica capacità portante trasversale del palo

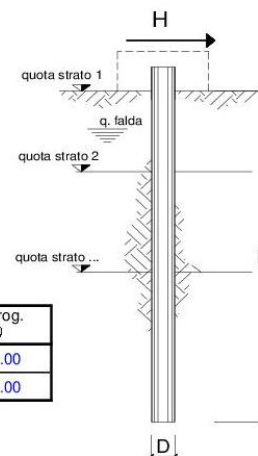
Secondo quanto previsto dalla Norma sono state, inoltre, effettuate le verifiche nei riguardi delle azioni trasversali. Il valore della azione resistente di progetto ( $H_d$ , ottenuto in base alla teoria di Broms, come descritto in “

Appendice 2: Capacità Portante ai carichi TRASVERSALI Fondazioni Profonde” è valutato dal valore caratteristico della resistenza ( $H_k$ ) con il fattore di correlazione  $\xi = 1.7$  (una prova) e con il coefficiente di resistenza parziale  $\gamma_T=1.3$ .

Nella seguente tabella si riassumono i risultati delle verifiche per la combinazione più svantaggiosa per i pali (con minimo carico assiale e quindi minimo momento resistente). La verifica a carico limite orizzontale è sempre soddisfatta, in quanto risulta sempre la massima azione di taglio di progetto inferiore all'azione di taglio resistente ( $FS=H_d / F_{max,d} > 1$ ).

**opera CasalFiumanese Vestas**

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_w$	$\gamma_{w0}$	$\gamma_r$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			●	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00	18.5	8.5		1.00	60		1.00	60
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		90.00	18.5	8.5		1.00	60		1.00	60
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		85.00	19	9		1.00	100		1.00	100
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		80.00	19	9		1.00	150		1.00	150
<input checked="" type="checkbox"/> strato 5		75.00	19	9		1.00	200		1.00	200
<input checked="" type="checkbox"/> strato 6		60.00	19	9		1.00	250		1.00	250

Quota falda	90	(m)
Diametro del palo D	1.20	(m)
Lunghezza del palo L	35.00	(m)
Momento di plasticizzazione palo $M_y$	1381.38	(kNm)
Step di calcolo	0.01	(m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

	<b>H medio</b>		<b>H minimo</b>	
Palo lungo	1059.5	(kN)	1059.5	(kN)
Palo intermedio	11886.5	(kN)	11886.5	(kN)
Palo corto	43660.1	(kN)	43660.1	(kN)
$H_{med}$	<b>1059.5</b>	(kN)	$H_{min}$	<b>1059.5</b> (kN)
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$		623.22	(kN)
	$H_d = H_k/\gamma_r$		<b>479.40</b>	(kN)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	<b>110.5</b>	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	<b>0</b>	(kN)	
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$	<b>110.50</b>	(kN)	
	$FS = H_d / F_d =$	<b>4.34</b>		



#### 4.7. Verifica strutturale del palo

I pali di fondazione oltre ad essere verificati nei confronti delle caratteristiche di resistenza dei terreni nei quali sono immersi devono anche rispettare la normativa vigente per quanto riguarda le sollecitazioni agenti sui materiali dei quali essi sono costituiti.

La verifica strutturale verrà condotta per le condizioni di carico più sfavorevoli, derivanti dalla Tabella 2. Le verifiche saranno effettuate allo SLU cautelativamente si farà riferimento al dominio “sostanzialmente” elastico della sezione. In particolare per il caso in esame si avrà:

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Palo
Forma della sezione:	Circolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.08 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.56 MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	120.0	cm
Barre circonferenza:	20Ø20	(62.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	9.0	cm

### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	6740.00	250.80	105.50	0.00
2	-59.60	251.50	105.80	0.00
3	3589.20	262.70	110.50	0.00

### RISULTATI DEL CALCOLO

#### Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	14.0	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	7.0	cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sostanzialmente elastico [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm <sup>2</sup> ]. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	6740.00	250.80	6740.22	2164.47	8.630	-13.6	---	---	62.8 (33.9)
2	S	-59.60	251.50	-59.71	793.59	3.155	29.8	---	---	62.8 (33.9)
3	S	3589.20	262.70	3589.23	1953.98	7.438	6.5	---	---	62.8 (33.9)

#### DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
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)
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 compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00200	60.0	0.00176	51.0	-0.00102	-51.0
2	0.00073	60.0	0.00051	51.0	-0.00196	-51.0
3	0.00182	60.0	0.00151	51.0	-0.00196	-51.0

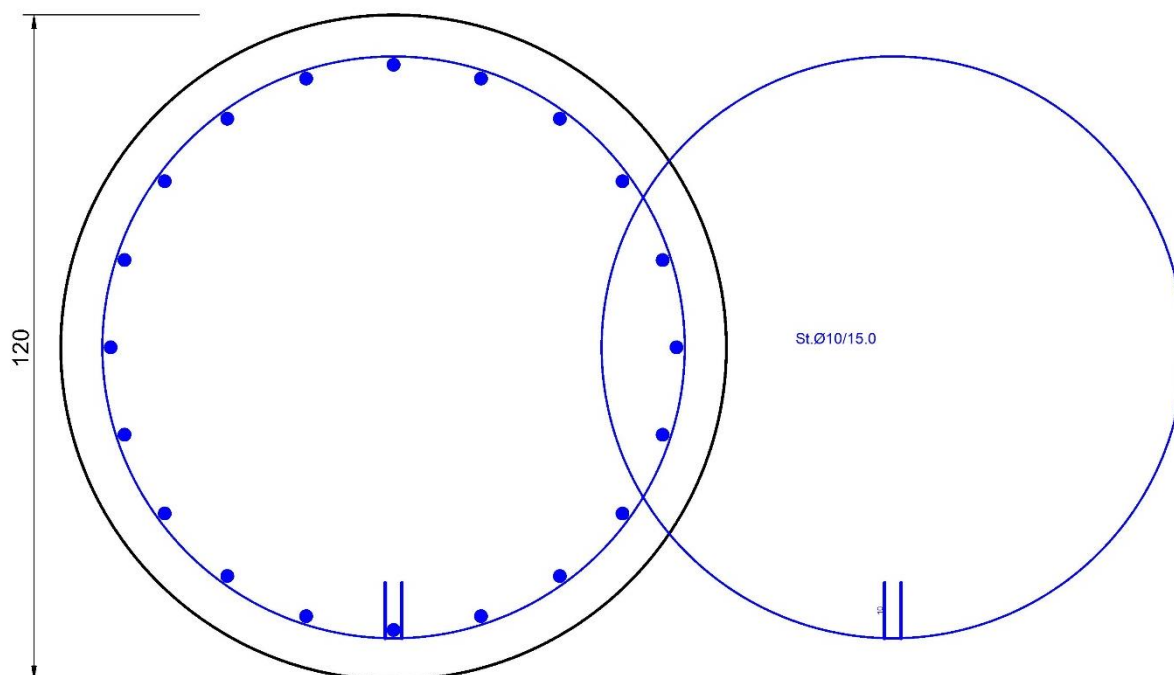
**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe/legature:	10	mm	
Passo staffe:	15.0	cm	[Passo massimo di normativa = 16.0 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	10.5	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 3.5 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO**

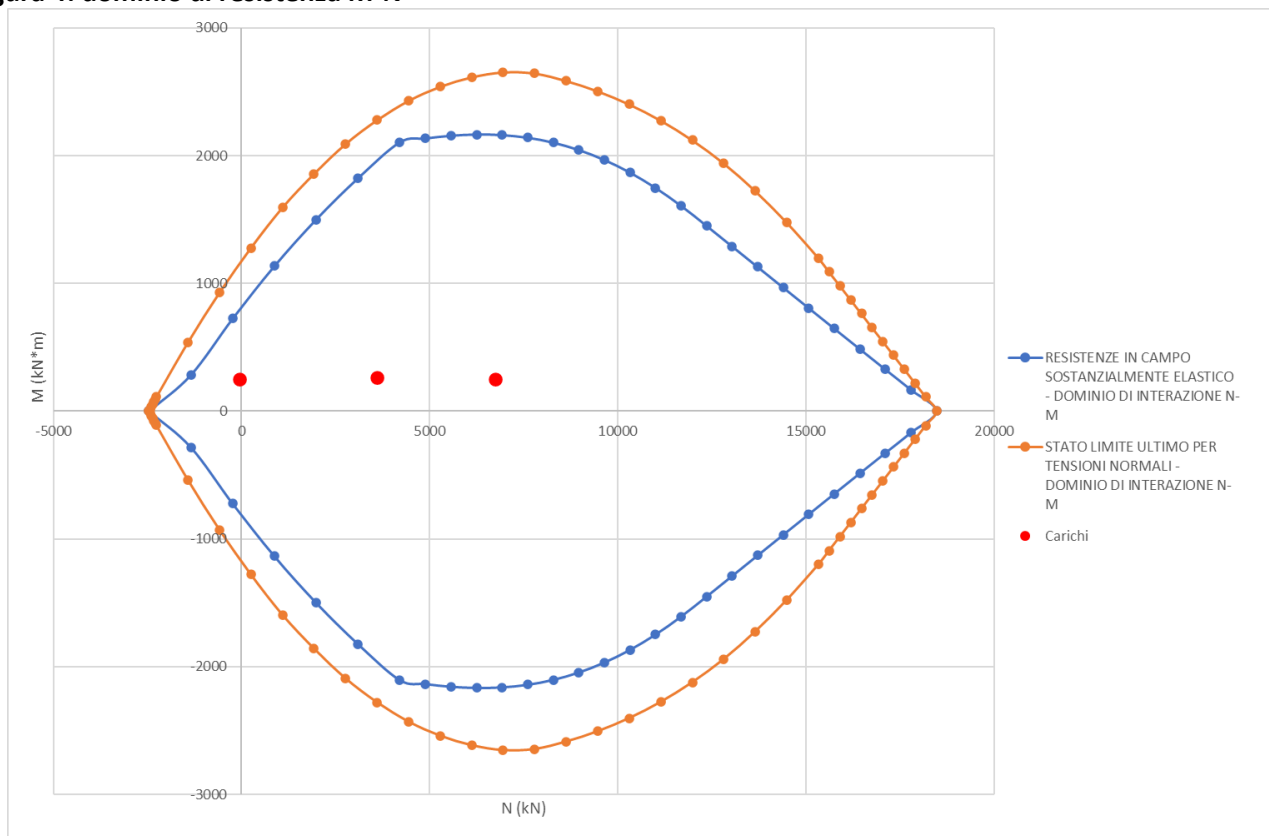
Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]  
 bw|z Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Braccio coppia interna  
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
 Ast Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm<sup>2</sup>/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	ASt
1	S	105.50	2232.31	701.27	106.9  68.5	2.500	1.250	1.6
2	S	105.80	2156.71	892.08	101.4  87.1	2.500	1.000	1.2
3	S	110.50	2475.77	774.97	109.5  75.6	2.500	1.224	1.5

**Figura 3: armatura palo d=1200 mm**


- Sezione:
  - Diametro esterno = 1200mm.
  - Armatura n°20 Ø 20 mm.
  - staffatura costituita da un spirale  $\Phi = 10.0$  mm passo 15.0 cm.
  - Copriferro netto 70.0 mm.

**Figura 4: dominio di resistenza M-N**



## 5. Appendice 1: Capacità Portante ai carichi ASSIALI Fondazioni Profonde

### 5.1. Valutazione della capacità portante

Il carico limite ultimo  $Q_{lim}$  viene calcolato come somma dei contributi dovuti all'aderenza laterale ( $Q_u^1$ ) ed alla portata di base ( $Q_u^b$ ):

$$Q_{lim} = Q_u^b + Q_u^1$$

essendo:  $Q_u^1 = \sum \tau_i \cdot A_{l,i}$  : portata laterale ultima  
 $Q_u^b = q_u^b \cdot A_b$  : portata di base ultima

#### 5.1.1. Portata laterale ultima

Il calcolo della portata laterale ultima è stato effettuato in accordo ai seguenti criteri:

##### Terreni coesivi

La portata laterale ultima è calcolata con la seguente formula:

$$Q_u^1 = S \sum_0^L \alpha_i c_{u_i} h_i$$

essendo:

- S : superficie laterale elemento di fondazione  
 $c_{u_i}$  : resistenza al taglio non drenata nell'ambito dello strato "i-esimo"  
 $h_i$  : spessori dello strato "i-esimo"  
 $\alpha_i$  : coefficiente di mobilitazione dell'aderenza laterale per lo strato "i-esimo"  
 L : lunghezza elemento di fondazione.

Il valore del coefficiente empirico  $\alpha$  dipende:

- dal valore assoluto della  $c_u$ ;
- dal grado di sovraconsolidazione del deposito
- dalle modalità con le quali viene realizzato l'elemento di fondazione.

La Tabella 3 riporta i valori di  $\alpha$  espressi in funzione della  $c_u$ :

**Tabella 3- valori coefficiente empirico  $\alpha$** 

$c_u$ (kPa)	$\alpha$ (-)
$\leq 25$	1.0
da 26 a 75	da 1.0 a 0.5
$> 75$	0.5

In ogni caso, il prodotto  $\alpha c_u$  non può essere inferiore a  $\tau \geq 0.23 \sigma'v$  (limite inferiore nei terreni normalmente consolidati ove  $\sigma'v$  = tensione verticale efficace) e non può superare i 120 kPa che rappresenta pertanto il limite superiore dell'aderenza laterale tra conglomerato cementizio e un terreno coesivo.

### 5.1.2. Portata di base ultima

#### Terreni coesivi

La portata di base ultima è calcolata con la seguente formula:

$$Q_u^b = \frac{\pi D^2}{4} q_u^b = \frac{\pi D^2}{4} (N_c \cdot c_{u,b})$$

dove:

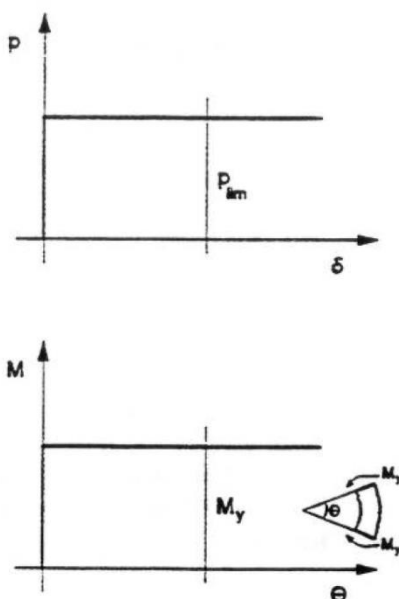
- $q_u^b$  : pressione di rottura sotto la base dell'elemento di fondazione
- $N_c$  : coefficiente adimensionale di capacità portante che nel caso di elementi isometrici risulta pari a 9 mentre per elementi rettangolari pari a 8
- $c_{u,b}$  : resistenza al taglio non drenata in prossimità della base dell'elemento di fondazione

## 6. Appendice 2: Capacità Portante ai carichi TRASVERSALI Fondazioni Profonde

### 6.1. Generalità

Broms assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido-perfettamente plastico (Figura 5) e cioè che la resistenza del terreno si mobiliti interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e rimanga poi costante al crescere dello spostamento stesso. assume inoltre che la forma della sezione trasversale del palo sia ininfluente e che il valore di  $p$  sia determinato solo dalla sezione del palo (diametro di una sezione circolare, lato di una sezione quadrata, etc.) misurata normalmente alla direzione dello spostamento.

**Figura 5: Comportamento rigido- plastico del palo e del terreno**



In presenza di forze orizzontali, la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa, in quanto, il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso di quello di sforzo normale che consegue all'applicazione di forze verticali.

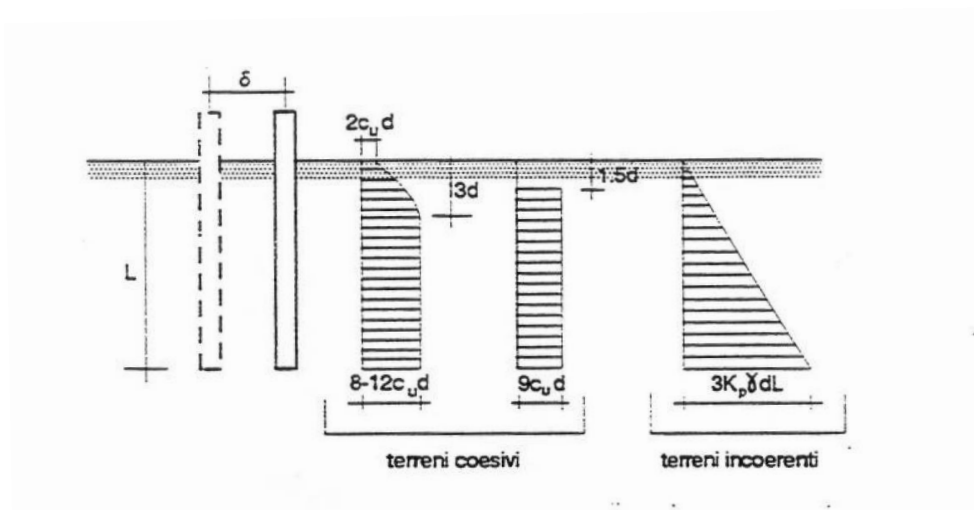
Broms caratterizza anche il comportamento flessionale del palo con un comportamento di tipo rigido-perfettamente plastico (Figura 5) e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finché il momento flettente non attinge il valore  $M_y$  di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica", e cioè la rotazione continua indefinitivamente sotto momento costante.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, viene considerato separatamente il caso di rottura non drenata, analizzato in termini di tensioni totali e quello di rottura drenata.

Sulla base di analisi teoriche e di osservazioni sperimentali si assume che la resistenza  $p$  del terreno coesivo abbia l'andamento rappresentato in Figura 5. Alla superficie, il terreno è libero di rifluire verso l'alto e la resistenza è pari a  $p=2cud$ . A profondità maggiori di tre volte il diametro del palo il terreno è costretto a rifluire lateralmente attorno al fusto del palo stesso e la reazione vale  $p=(8\div 12)cud$ .

Ai fini dell'analisi Broms propone di adottare il diagramma semplificato riportato in Figura 6 con reazione nulla fino a  $z=1.5d$  e quindi reazione costante con la profondità e pari a  $p=9cud$ .

Per un terreno incoerente, si assume che la resistenza del terreno vari linearmente con la profondità  $z$  secondo la legge  $p = 3 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot z \cdot d$ .

**Figura 6: Resistenza limite del terreno**


Si noti che, apparentemente, questa espressione implica tensioni orizzontali tre volte maggiori di quelle verticali moltiplicate per il coefficiente di spinta passiva, il che sarebbe staticamente impossibile. In effetti la contraddizione è solo apparente, in quanto il valore di  $p$  risulta da un fenomeno di rottura tridimensionale e non piano, e quindi a determinarlo concorrono anche le tensioni tangenziali sulla superficie laterale del palo.

Nelle figure successive, Figura 7÷ Figura 11, nell'ambito delle condizioni NON drenate, vengono illustrate le schematizzazioni di "Palo Corto" e "Palo Lungo" con la valutazione della forza orizzontale "H" e del momento "M", massimi applicabili.



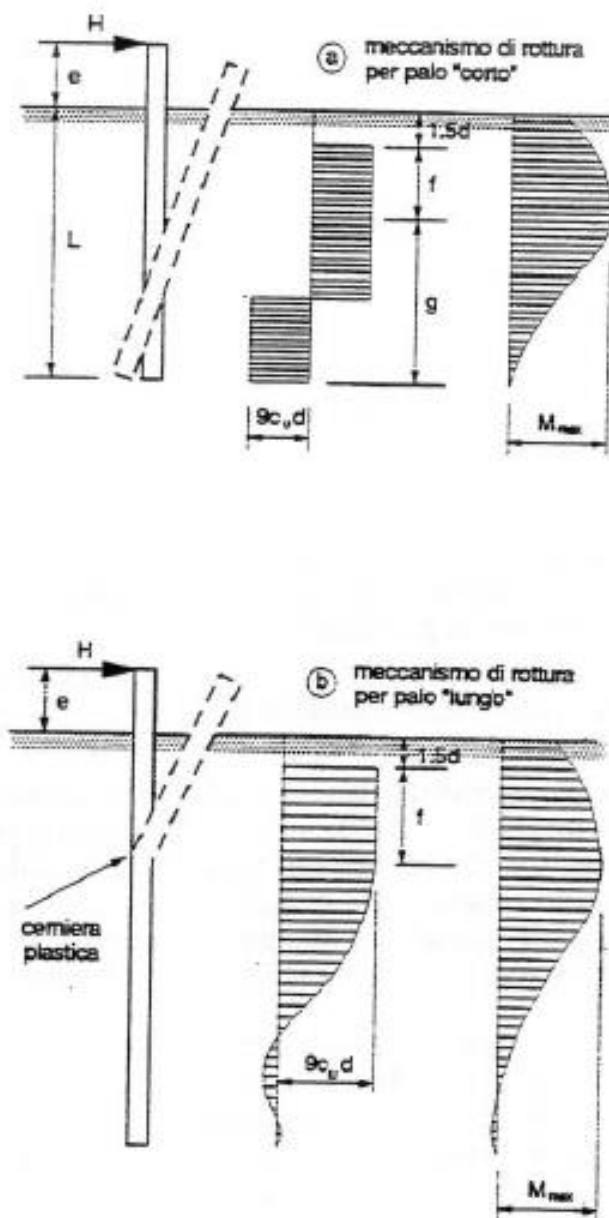
**Figura 7: Condizioni NON drenate, Pali liberi di ruotare in testa: a) palo "corto", b) palo "lungo"**

Figura 8: Valore limite di H per Pali Corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni coesivi

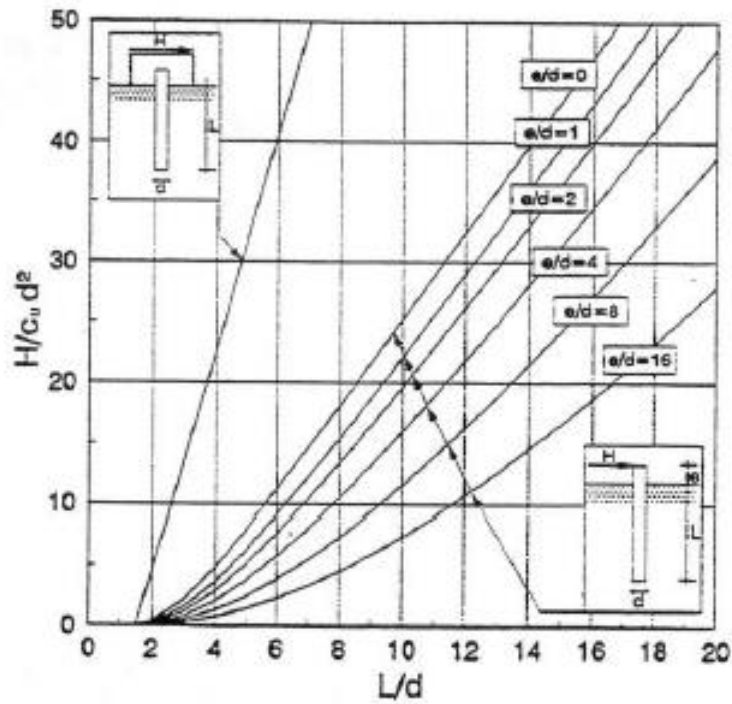


Figura 9: Massimo Momento Flettente per Pali Corti, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni coesivi

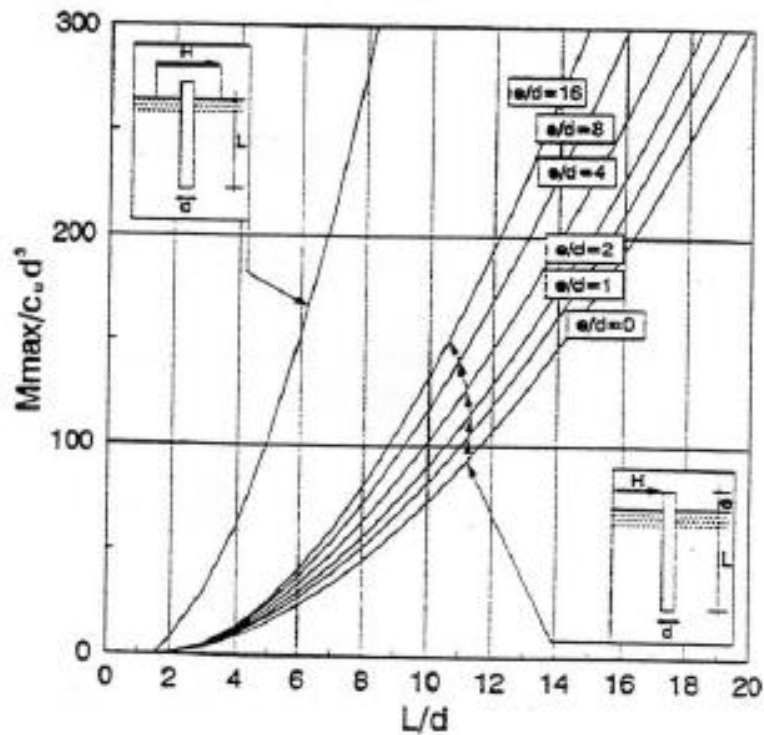
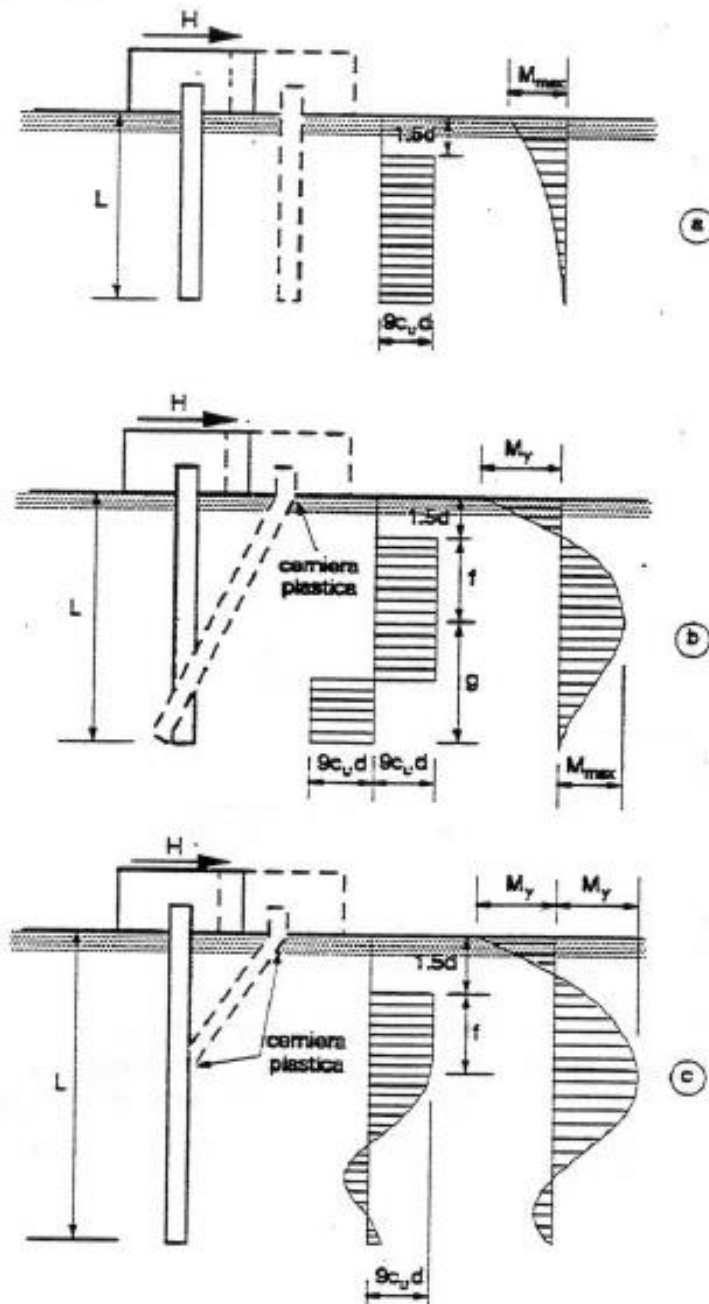
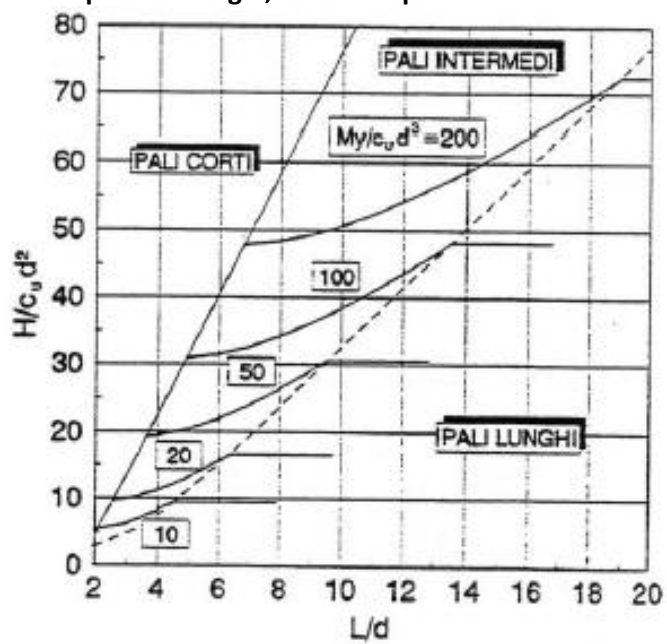


Figura 10: Pali impediti di ruotare in testa, Condizioni NON Drenate: a) Palo "Corto" b) Palo "Intermedio" c) Palo "Lungo"



**Figura 11: Valore limite di H per Pali Lunghi, liberi o impediti di ruotare in testa, in terreni coesivi**

## 7. Appendice 3: Distribuzione dei Carichi sulla Palificata: Programma di calcolo MAP

### 7.1. Programma di calcolo MAP

L'analisi statica nello spazio della palificata è condotta considerando fondazioni costituite da pali collegati (incastrati) in testa ad un plinto di fondazione assimilabile ad un corpo infinitamente rigido.

I valori massimi delle sollecitazioni agenti su ciascun palo e gli spostamenti della fondazione conseguenti ai carichi applicati possono essere determinati con l'ausilio del codice di calcolo **MAP Matrix Analysis of Piles**.

Con tale metodo si tiene conto del fatto che il comportamento della palificata è influenzato sia dalla rigidità orizzontale dei singoli pali che della loro rigidità assiale, nonché dell'influenza reciproca fra i vari elementi (effetto gruppo per carichi orizzontali e verticali).

Il programma consente l'analisi di palificate del tutto generiche nella geometria, disposizione, inclinazione e lunghezza degli elementi di fondazione (pali o setti comunque orientati).

Le condizioni di vincolo tra pali e plinto possono essere di incastro, cerniera e semplice appoggio anche variabili per i diversi elementi.

Le azioni esterne, siano esse carichi o coazioni (effetti indotti dei cedimenti dei rilevati d'accesso in presenza di terreni compressibili) possono essere applicate al plinto in più centri di carico, per ognuno dei quali vengono definite le componenti di carico nel sistema di riferimento globale.

Le Figura 12-e Figura 14 riportano i sistemi di riferimento globale, locale con le convenzioni sui segni delle variabili adottate, nonché le convenzioni adottate per la definizione dei centri di carico.

Il comportamento del palo isolato ai carichi assiali è definito da una caratteristica di rigidità (del sistema palo-terreno), che può essere lineare o non lineare (Figura 15).

Assumere una rigidità assiale  $AK = \infty$  equivale all'ipotesi di palo con testa impedita di ruotare.

Il comportamento del palo isolato soggetto a carico trasversale è definito da una caratteristica di rigidità che tiene conto di un profilo di modulo di reazione terreno-palo orizzontale variabile con la profondità (Figura 16).

Il modulo di reazione orizzontale è definito come:

$E_s = P / x$  funzioni della profondità  $z$ ,

il rapporto fra la risultante delle pressioni radiali sulla superficie del palo, per unità di altezza, ed il corrispondente spostamento orizzontale "x".

Si osserva che  $E_s = K_w \cdot D$ , essendo  $K_w$  il modulo di sottofondo di Winkler.

L'andamento del modulo di reazione con la profondità tiene conto del tipo di terreno attraversato, di norma è crescente con la profondità.

Si assume la seguente legge:

$$E_s = E_o + k_h \cdot Z \quad [F L-2]$$

dove:

$k_h =$  gradiente del modulo [F L-3];

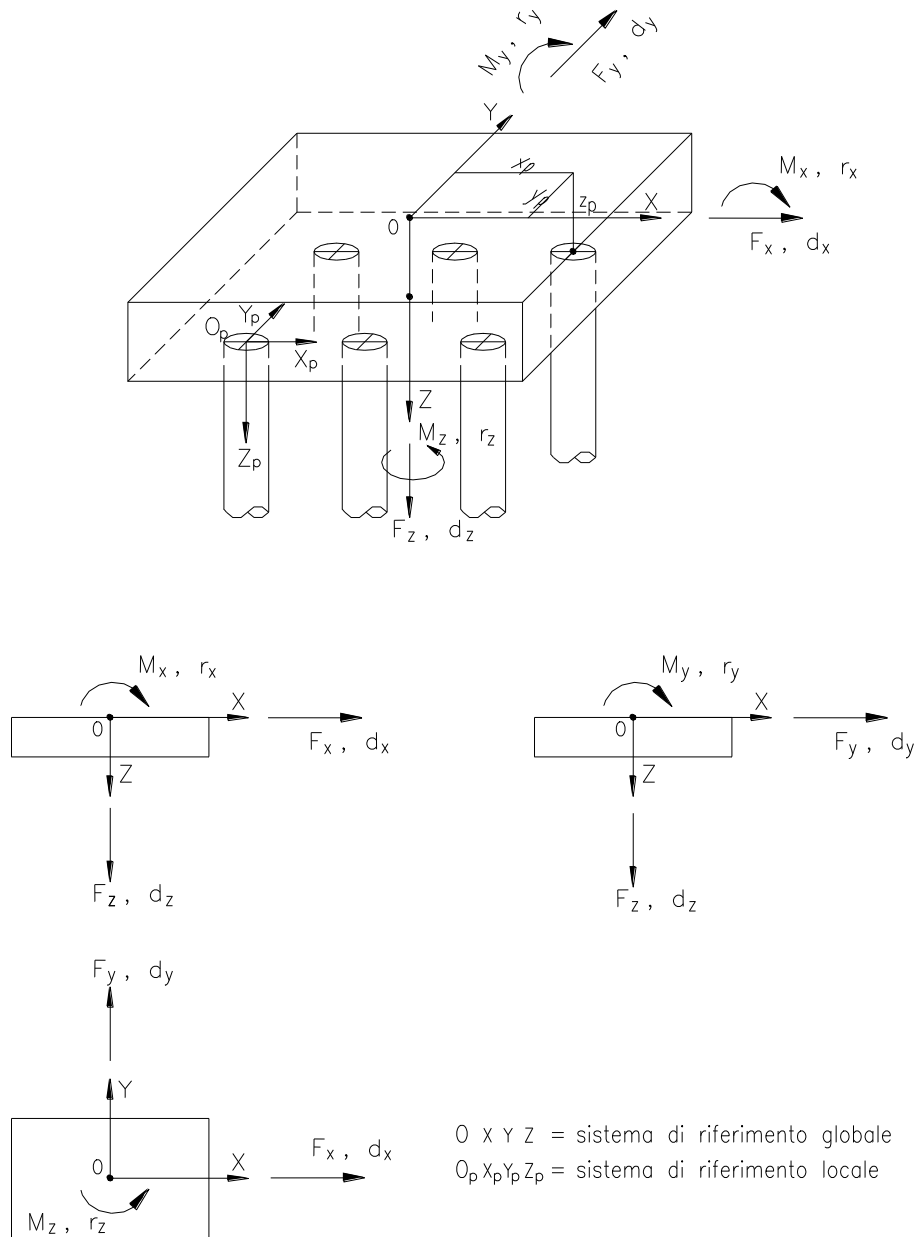
$E_o = k_h \cdot Z_p =$  modulo a testa palo

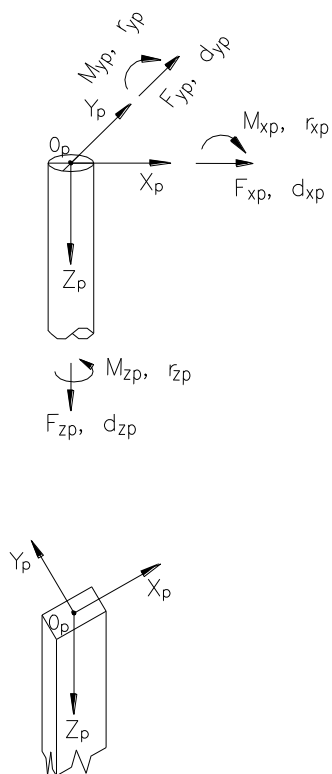
$Z_p =$  profondità della sommità dei pali da piano campagna

$Z =$  profondità da sommità palo.

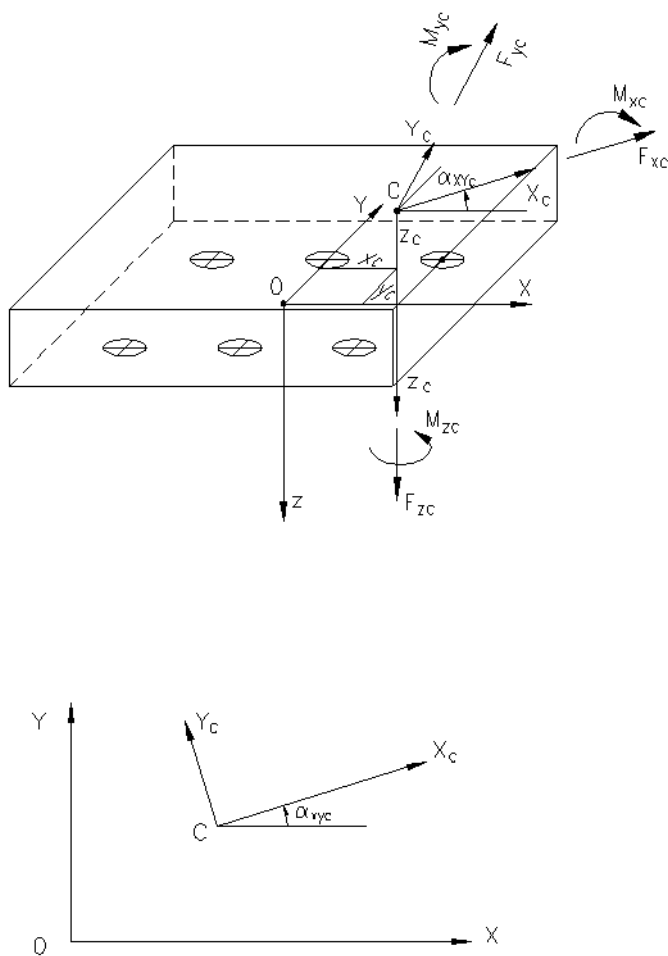
E' possibile tener conto delle reciproche influenze fra i pali (effetto gruppo sia per carichi verticali che orizzontali) in ambito elastico sulla base della teoria di Poulos e Davis (1980) che adottando curve d'interazione sperimentali quali ad esempio Prakash (1962), Cox et al. (1984), Wang (1986) e Lieng (1988).

**Figura 12: Sistema di riferimento globale – convenzioni sulle variabili**

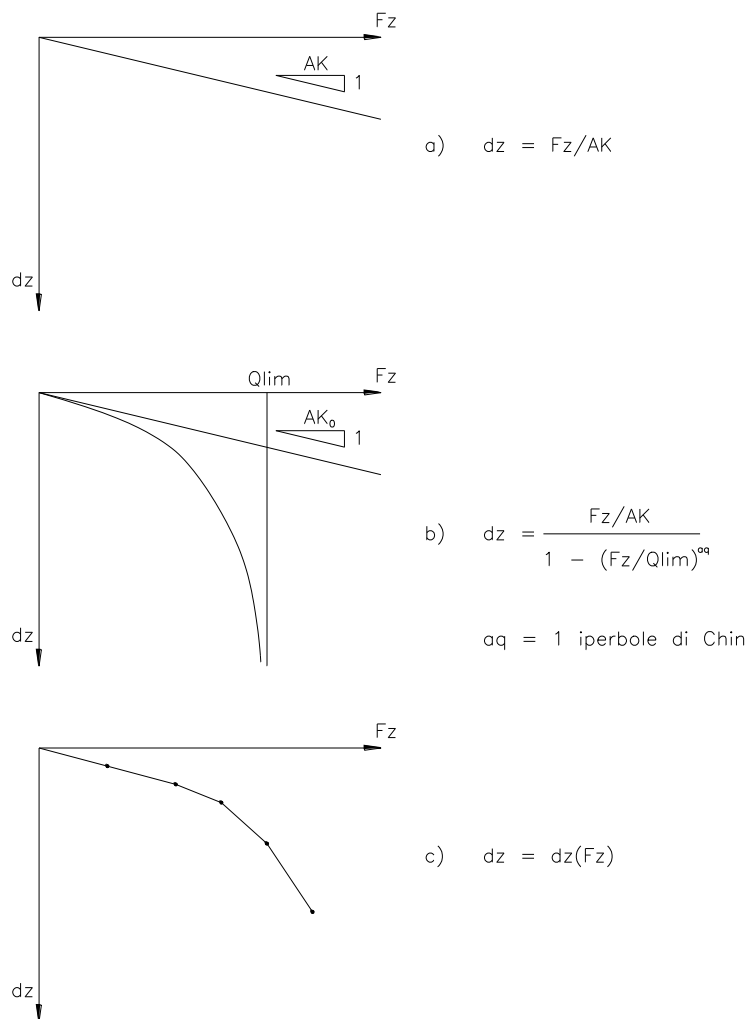


**Figura 13: Sistema di riferimento locale – convenzioni sulle variabili**

$O_p X_p Y_p Z_p$  = sistema di riferimento locale

**Figura 14: Carichi applicati al plinto: convenzioni relative ai centri di carico**



**Figura 15: Pali soggetti a carichi assiali: relazioni carico- cedimento**


**Figura 16: Pali soggetti a carichi trasversali: moduli di reazione del terreno**