

CORRIDOIO PLURIMODALE ADRIATICO

ITINERARIO MAGLIE - SANTA MARIA DI LEUCA

S.S. N° 275 "DI S. MARIA DI LEUCA"

LAVORI DI AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA SEZ. B DEL D.M. 5.11.2001

S.S. 16 dal km 981+700 al km 985+386 - S.S. 275 dal Km 0+000 al km 37+000

1° Lotto: Dal Km 0+000 di prog. al Km 23+300 di prog.

PROGETTO DEFINITIVO

COD. BA283

PROGETTAZIONE: ANAS - COORDINAMENTO TERRITORIALE ADRIATICA

I PROGETTISTI Ing. Alberto SANCHIRICO - Progettista e Coordinatore Ing. Simona MASCIULLO - Progettista	ATTIVITA' DI SUPPORTO RTP: Lombardi Ingegneria S.r.L. - Strutture TechProject S.r.L. - Geotecnica - Impianti
COLLABORATORI Geom. Andrea DELL'ANNA Geom. Massimo MARTANO Geom. Giuseppe CALO'	
IL GEOLOGO Dott. Pasquale SCORCIA	
IL COORDINATORE IN FASE DI PROGETTAZIONE Ing. Alberto SANCHIRICO	
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Gianfranco PAGLIALUNGA	
RESPONSABILE PROJECT MANAGEMENT PUGLIA Ing. Nicola MARZI	

13-IMPIANTI

SV2 - SVINCOLO MAGLIE NORD

Relazione di calcolo sottoplinto di fondazione

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. L0503A D 1701		NOME FILE T00_IM03_IMP_RE03_A.pdf		REVISIONE A	SCALA: Varie
CODICE ELAB. T00 IM03 IMP RE03					
A	REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO	Gennaio 2019			
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1.	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
4.	AZIONI DI PROGETTO	7
4.1	Inquadramento geomorfologico	7
5.	VERIFICA DI SICUREZZA	12
5.1	Verifiche di sicurezza per carichi non sismici	12
5.2	Verifica della capacità portante	19

1. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo in acciaio di sezione tubolare variabile e il relativo plinto di fondazione posto in prossimità dello svincolo "**SV2 - Svincolo Maglie Nord**"; il palo è di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 10,00 m (Ltot 10,8 m).

Alla testa del palo di sostegno potrà essere montato uno sbraccio portante (Lmax 2,00) con all'estremità un apparecchio illuminante. Il Palo in acciaio presenta una sezione trasversale alla base di diametro esterno pari a circa 15,80 cm, mentre in sommità di 6,00 cm e uno spessore delle pareti di 4 mm. In sommità il palo presenta un'armatura del peso di circa 14 kg e uno sbraccio in acciaio l=2,0m del peso di circa 14 kg.

La struttura di fondazione è un plinto in c.a.p. di forma cubica ossia a base quadrata di lato 1,00 m ed altezza pari a 1,00 m, all'interno del quale viene predisposto un foro per consentire il successivo montaggio del palo e un vuoto per il pozzetto d'ispezione. Il plinto presenta un allargamento alla base di 0,20 m su tutti i lati (base quadrata di lato 1,40 m) per un'altezza di 0,20 m, per migliorare il suo comportamento nei confronti del carico limite e del ribaltamento (vedi scheda tecnica allegata).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 05.11.1971 n. 1086

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.

- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 11.03.1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- Decreto Ministro dei Lavori Pubblici 09.01.1996

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 15.10.1996

Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative a "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al Decreto Ministeriale 09.01.1996.

- Decreto Ministro dei Lavori Pubblici 16.01.1996

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".

- Circolare Ministero dei Lavori Pubblici 04.07.1996

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi" di cui al D.M. 16.01.1996.

- Decreto Ministero dei Lavori Pubblici 17.01.2018

Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

- Circolare 2 Febbraio 2009, n° 617

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/1/2008

- CNR-DT 207/2008

Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

- Norma Italiana CEI 7-6 / 1997

Norme per il controllo della zincatura a caldo per immersione su elementi di materiale ferroso destinati a linee e impianti elettrici.

- Norma EN1461

Protezione superficiale: zincatura a caldo

-Norma Tedesca DIN 4114

Criteri di calcolo per i casi di instabilità nelle costruzioni in acciaio (sbandamento, svergolamento, imbozzamento).

- **EUROCODICE 1** – AZIONI SULLE STRUTTURE - UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

- **EUROCODICE 3** – PROGETTAZIONE STRUTTURE IN ACCIAIO - UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- Norme Tecniche C.N.R. n. 10011

Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

- Norme Tecniche C.N.R. n. 10022/84

Profilati formati a freddo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni.

- Norme Tecniche UNI EN 40 – 3 - 1

Pali per illuminazione pubblica – progettazione e verifica (specifica dei carichi caratteristici – maggio 2001)

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali presenti in progetto rispettano le caratteristiche meccaniche e di resistenza riportate in seguito:

1) LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN197

2) AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN12620

3) ADDITIVI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea EN 934-2

4) ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008

5) ACCIAIO PER ARMATURA: B450C

6) ACCIAIO PER PALO:

- Tubolari, profilati laminati a caldo S 275 JR (ex Fe430C)

Tensione di snervamento $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione di rottura a trazione $f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{samm} = 190 \text{ N/mm}^2$ (tensione ammissibile)

Resilienza KV $\geq 27 \text{ J}$ alla temperatura di 20 °C

Allungamento percentuale a rottura $\geq 22 \%$

7) Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30.

$\sigma_{famm} =$ 8.5 N/mm² (flessione)

$\sigma_{camm} =$ 5.95 N/mm² (compressione semplice)

Le altre caratteristiche del conglomerato cementizio, conformi alla norma EN 206, sono riportate di seguito:

CLASSE DI ESPOSIZIONE: XC2

- COPRIFERRO MINIMO: 30 mm

- RAPPORTO ACQUA CEMENTO: < 0,60

- CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO: S4

- AGGREGATI D < 30 mm

- CONTENUTO DI CEMENTO > 300 daN/m³

Circa le altre prescrizioni esecutive si richiamano le disposizioni di cui al D.M.17/01/2018.

4. AZIONI DI PROGETTO

Le azioni di progetto prese in conto per la verifica dell'opera in oggetto sono:

- carichi permanenti (pesi propri dei materiali strutturali, carichi permanenti non strutturali)
- azione del vento
- azione sismica

L'azione sismica non viene considerata avendo considerato l'azione massima del vento.

Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

4.1 Inquadramento geomorfologico

I carichi permanenti da considerare nelle verifiche di resistenza e stabilità sono rappresentati dai pesi propri degli elementi strutturali e non strutturali.

Il vento esercita una duplice azione sull'elemento in esame:

- un'azione concentrata, agente sulla sommità del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sull'apparecchio illuminante;
- un'azione distribuita, agente lungo tutto lo sviluppo del palo, causata dalla pressione esercitata dal vento sulla superficie del palo stesso.

Per determinare l'entità delle due azioni suddette si è fatto riferimento alle norme CNRDT207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". In particolare, il calcolo è stato effettuato secondo i punti seguenti:

- valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento (par. 3.2 della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo (par. 3.3.3 e G.7/Allegato G della norma di riferimento);
- valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo (par. 3.3.4 e G.10/Allegato G della norma di riferimento).

Valutazione della velocità e della pressione cinetica del vento

Il primo passo è stato quello di determinare la velocità base di riferimento (v_b) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 3 ed ha un'altitudine massima di 107 m s.l.m.

Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 50 anni ed è stata determinata la categoria di esposizione del sito.

Infine, sono stati valutati il coefficiente di topografia, il coefficiente di esposizione e il coefficiente aerodinamico, tramite i quali è stato possibile determinare la pressione cinetica di picco.

Si riporta di seguito il dettaglio di tali calcoli:

DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE DI PICCO E DEL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0,02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			107
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50)$ [m/s]			27,000
$\alpha_R (T_R)$			1,00073
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27,020



Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho = 1,25$ kg/mc)

q_b [N/mq]	456,29
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

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

ZONA 6					
	costa	mare	500m		
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	mare	costa	
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	107

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

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
II	0,19	0,05	4	1

DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO E DELLE SOLLECITAZIONI ALLA BASE DEL PALO

SOLLECITAZIONI ALLA BASE PER LE AZIONI DA VENTO

1. Calcolo pressione cinetica di riferimento

$V_b =$	27,02	[m/s]	Velocità di riferimento
$\rho =$	1,25	[kg/m ³]	Densità dell'area
$q_b =$	0,456	[kN/m ²]	Pressione cinetica

2. Calcolo coefficiente di esposizione

$k_r =$	0,19	[-]
$z_0 =$	0,05	[-]
$z_{min} =$	4	[-]
$c_t =$	1	[-]

Numero strati =	5
------------------------	----------

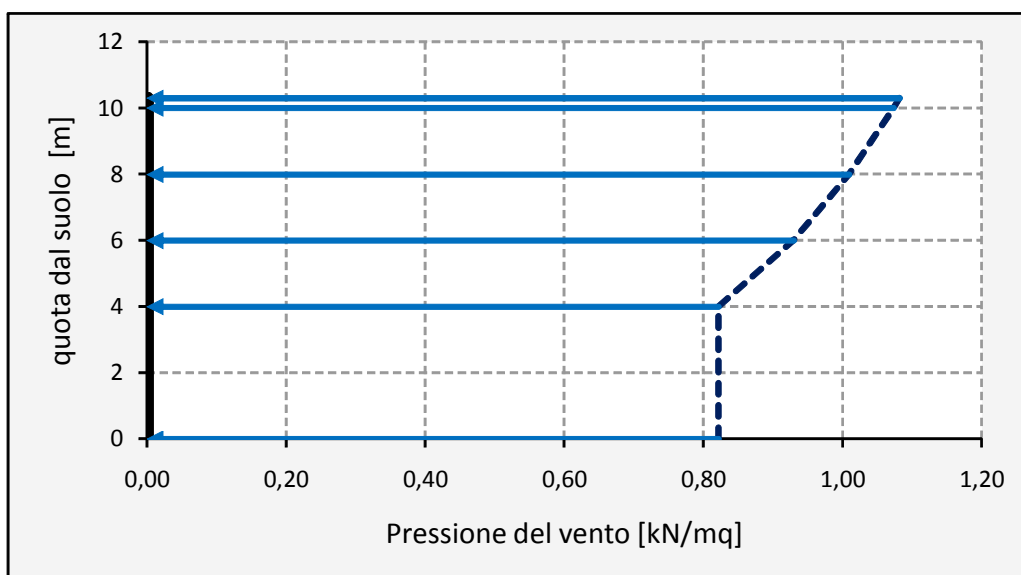
Punto	z [m]	c_e [-]
0	0,0	1,80
1	4,0	1,80
2	6,0	2,04
3	8,0	2,21
4	10,0	2,35
5	10,3	2,37
6		
7		
8		
9		
10		

3. Coefficienti di forma e dinamico

$c_p =$	1	[-]	Coefficiente di forma
$c_d =$	1	[-]	Coefficiente dinamico

5 - Pressione del vento

Punto	z [m]	p [kN/m ²]
0	0	0,82
1	4	0,82
2	6	0,93
3	8	1,01
4	10	1,07
5	10,3	1,08
6		
7		
8		
9		
10		



6. Sollecitazioni alla base

Strato	Δz [m]	Quota [m]	Spessore [m]	T [kN]	M [kNm]
1	4	4	0,11	0,36	0,72
2	2	6	0,11	0,19	0,97
3	2	8	0,11	0,21	1,50
4	2	10	0,11	0,23	2,06
5	0,3	10,3	0,6	0,19	1,97
6					
7					
8					
9					
10					

Taglio	1,19	[kN
Momento flettente	7,22	[kNm]

5. VERIFICA DI SICUREZZA

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 10,00 m. Il plinto di fondazione è stato dimensionato con le massime sollecitazioni derivanti dal palo sovrastante. Per il calcolo delle strutture si è utilizzato il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

5.1 Verifiche di sicurezza per carichi non sismici

Le verifiche per i carichi non sismici vengono eseguite allo stato limite ultimo, mediante il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sulle resistenze secondo quanto riportato nel D.M. 17/01/2018.

Le azioni di calcolo E_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente formula di correlazione:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_1 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta il valore di pretensione;

Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Qi} e γ_P rappresentano i coefficienti parziali di sicurezza, che assumono i valori riportati nella Tabella 2.6.I.

Per il palo di illuminazione è stata effettuata l'unica verifica ritenuta significativa, ossia la verifica a flessione (STR).

Per quanto riguarda il plinto di fondazione sono state effettuate le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento
- verifica a scorrimento
- verifica di capacità portante del terreno

Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo GEO.

Per la verifica allo scorrimento e di capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Verifiche:

1) PALO

Per le verifiche sul palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del palo	$L = 10.00 \text{ m}$
Diametro di base del palo	$D = 15.80 \text{ cm}$
Spessore sezione trasversale	$t = 4.00 \text{ mm}$
Tensione di snervamento acciaio S275 JR	$f_y = 2750.00 \text{ kg/cm}^2$
Lunghezza sbraccio	$L_s = 2,00 \text{ m}$

• Verifica a flessione

Parametro sezione trasversale	$D/t = 39.50$
Parametro resistenza	$\varepsilon = (235/f_{yk})^{1/2} = 0.924$
Classe sezione trasversale = $(D/t \leq 50 * \varepsilon^2 = 42.69)$	<i>(sezioni plastiche o duttili)</i>
Coefficiente STR carichi accidentali	$g_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Momento massimo dovuto al vento	$M_V = 1083 \text{ kgm}$
Momento massimo dovuto al peso dell'armatura e dello sbraccio ($L_s = 2,00\text{m}$, $P = 28\text{kg}$):	
	$M_s = g_Q * P * L_s = 84\text{kgm}$
Coeff. parz. di sicurezza per la resistenza	$g_{M0} = 1.05$
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl} = (D^3 - (D - 2*t)^3) / 6 = 94.9 \text{ cm}^3$

Momento resistente di progetto M_c ,

$$R_d = (W_{pl} * f_y) / M_0 = 2485.47 \text{ kgm}$$

Momento sollecitante alla base del palo

$$M_{Sd} = M_V + M_s = 1167 \text{ kgm}$$

VERIFICATO ($M_S / M_R \geq 1$)

2) PLINTO DI FONDAZIONE

Per la struttura di fondazione del palo, sono stati utilizzati i seguenti parametri:

Altezza del plinto	$h = 100 \text{ cm}$
Base minore del plinto	$b = 100 \text{ cm}$
Basa maggiore del plinto	$B = 140 \text{ cm}$
Peso specifico cls	$g_{\text{cls}} = 2500 \text{ kg/m}^3$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = 100 \text{ kg}$
Peso dello sbraccio	$N_s = 14 \text{ kg}$
Peso del faro	$N_{\text{faro}} = 14 \text{ kg}$
Altezza palo	$L = 10.00 \text{ m}$
Lunghezza sbraccio	$L_s = 2,00 \text{ m}$

• Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo approccio GEO.

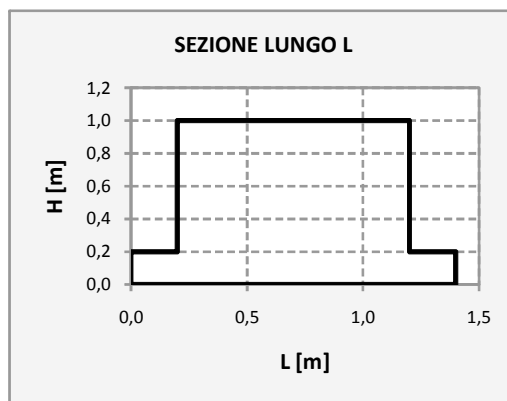
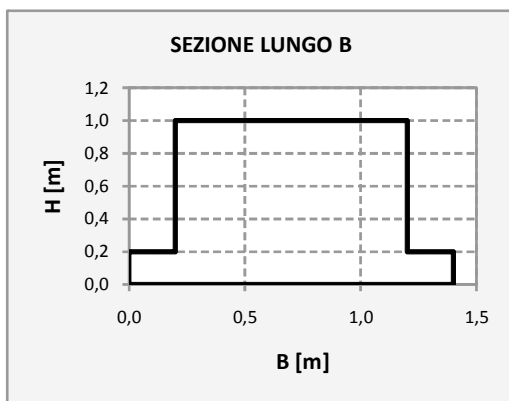
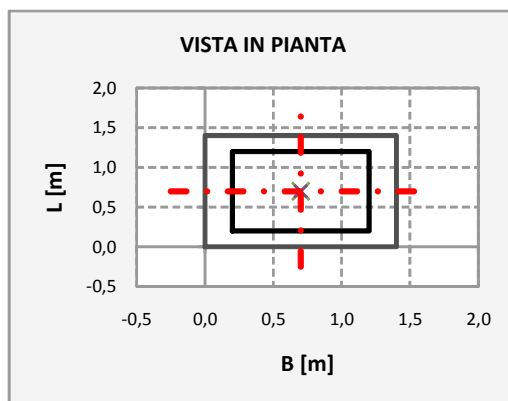
Si calcolano il momento ribaltante, MR , dovuto all'azione del vento, ed il momento stabilizzante, MS , dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione. Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere: $MS/MR \geq 1$.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

VERIFICA AL RIBALTAMENTO DEL PLINTO DI FONDAZIONE (NTC2018)

1 - Geometria e caratteristiche dei materiali

H =	1,00	[m]	Altezza totale plinto
B =	1,40	[m]	Larghezza maggiore plinto
L =	1,40	[m]	Lunghezza maggiore plinto
b =	1,00	[m]	Larghezza minore plinto
l =	1,00	[m]	Lunghezza minore plinto
h _c =	0,20	[m]	Altezza cordolo
b _c =	0,20	[m]	Lunghezza cordolo in direzione B
l _c =	0,20	[m]	Lunghezza cordolo in direzione L
γ _{ca} =	25,00	[kN/mc]	Peso specifico cemento armato
γ _{terreno} =	20,00	[kN/mc]	Peso specifico terreno di rinterro



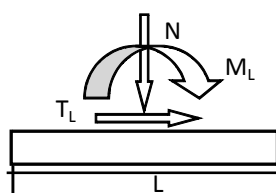
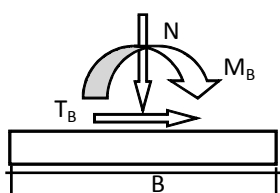
3 - Coefficienti parziali per le azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	EQU (A1)
Permanenti	Favorevole	γ _{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ _{G2}	0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	γ _{Qi}	0
	Sfavorevole		1,5

2 - Azioni agenti

Azioni agenti su estradosso fondazione

$N =$	1,28	[kN]	Sforzo normale
$T_B =$	1,19	[kN]	Taglio in direzione B
$M_B =$	7,22	[kNm]	Momento in direzione B
$T_L =$	1,19	[kN]	Taglio in direzione L
$M_L =$	7,22	[kNm]	Momento in direzione L



$G_{CA} =$	29,80	[kN]	Peso proprio plinto
$G_{\text{terreno}} =$	15,36	[kN]	Peso proprio terreno di rinterro

4 - Verifica (combinazione A1+M1+R3)

Coefficienti parziali per la verifica

Verifica	coefficiente parziale (R3)
Ribaltamento	1,15

Equilibrio a rotazione intorno l'asse B

Calcolo momento stabilizzante

$M_{\text{stab_ppf}} =$	18,77	[kNm]	Momento stabilizzante per peso proprio plinto
$M_{\text{stab_ppt}} =$	9,68	[kNm]	Momento stabilizzante per peso proprio terreno
$M_{\text{stab_N}} =$	0,81	[kNm]	Momento stabilizzante per sforzo normale (*)
$M_{\text{stab}} =$	29,26	[kNm]	Momento stabilizzante totale

Calcolo momento ribaltante

$M_{\text{rib_M}} =$	10,83	[kNm]	Momento ribaltante per momento flettente (*)
$M_{\text{rib_T}} =$	1,785	[kNm]	Momento ribaltante per taglio (*)
$M_{\text{rib}} =$	12,62	[kNm]	Momento ribaltante totale

$$M_{\text{stab}} / M_{\text{rib}} = 2,32 \geq 1,15 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

(*) Vedi azioni agenti su estradosso della fondazione

Equilibrio a rotazione intorno l'asse L

Calcolo momento stabilizzante

$M_{stab_ppf} =$	18,77	[kNm]	Momento stabilizzante per peso proprio plinto
$M_{stab_ppt} =$	9,68	[kNm]	Momento stabilizzante per peso proprio terreno
$M_{stab_N} =$	0,81	[kNm]	Momento stabilizzante per sforzo normale (*)
$M_{stab} =$	29,26	[kNm]	Momento stabilizzante totale

Calcolo momento ribaltante

$M_{rib_M} =$	10,83	[kNm]	Momento ribaltante per momento flettente (*)
$M_{rib_T} =$	1,785	[kNm]	Momento ribaltante per taglio (*)
$M_{rib} =$	12,62	[kNm]	Momento ribaltante totale

$M_{stab} / M_{rib} = 2,32 \geq 1,15$ Verifica soddisfatta

(*) Vedi azioni agenti su estradosso della fondazione

Come si può osservare dal tabulato di calcolo la verifica risulta soddisfatta

• **Verifica alla capacità portante e allo scorrimento**

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Si calcolano la forza di scorrimento, F_{scorr} , dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante, F_{stab} , dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

$$F_{stab} = (\gamma_{G1,F} \cdot P \cdot \tan \delta / \gamma_{\phi}) / \gamma_R$$

Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

Coefficiente A1 carichi permanenti	$g_G = 1.00$ (favorevoli)
Coefficiente A1 carichi accidentali	$g_Q = 1.50$ (sfavorevoli)
Coefficiente M1 parametri geotecnici	$g_{\phi} = 1.00$
Coefficiente R3 scorrimento	$g_R = 1.10$
Taglio massimo dovuto al vento	$T_v = 119\text{kg}$
Peso del palo (solo fusto)	$N_p = g_G \cdot N_p = 100.00 \text{ kg}$

Peso dello sbraccio $N_s = g \cdot N_s = 14.00 \text{ kg}$

Peso del faro $N_{faro} = g \cdot N_{faro} = 14.00 \text{ kg}$

Peso del plinto $P = g \cdot g_{cls} \cdot V_{plinto} = 2380.00 \text{ kg}$

Angolo di attrito terreno-cls $d = 2/3 \cdot \varphi' = 20.00^\circ$

Forza resistente $FR = (N_p + N_s + N_{faro} + P) \cdot \tan(d/g_{\varphi'}) / g_R = 829.85 \text{ kg}$

Forza di scorrimento $F_s = 119 \text{ kg}$

VERIFICATO ($FR/F_s \geq 1$)

5.2 Verifica della capacità portante

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

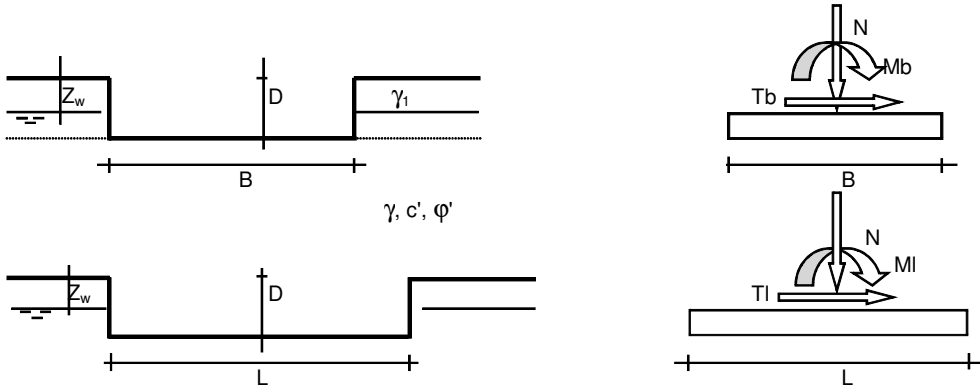
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00
	A2+M2+R2	○	1,00	1,30	1,25	1,25	1,80	1,00
	SISMA	○	1,00	1,00	1,25	1,25	1,80	1,00
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Tensioni Ammissibili		○	1,00	1,00	1,00	1,00	3,00	3,00
Definiti dal Progettista		○	1,35	1,50	1,00	1,00	1,40	1,00



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 1,40 (m)
 L = 1,40 (m)
 D = 1,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	31,08	0,00	40,40
Mb [kNm]	8,41	0,00	10,93
MI [kNm]	8,41	0,00	10,93
Tb [kN]	1,19	0,00	1,55
TI [kN]	1,19	0,00	1,55
H [kN]	1,68	0,00	2,19

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 20,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 20,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 100,00$ (m)

$e_B = 0,27$ (m)

$e_L = 0,27$ (m)

$B^* = 0,86$ (m)

$L^* = 0,86$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 20,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

$N_q = 6,40$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 14,83$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 5,39$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,43$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,36$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0,60$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,50 \quad \theta = \arctg(T_b / T_I) = 45,00 \quad (^\circ)$$

$$m_I = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,50 \quad m = 1,50 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
 $m = (m_b \sin^2 \theta + m_I \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

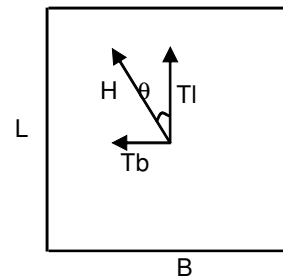
$$i_q = 0,92$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0,91$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,87$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1,27$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,32$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 228,32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 54,78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 99,27 \geq q = 54,78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 2,19 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 14,71 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 13,37 \geq H_d = 2,19 \quad (\text{kN})$$