

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE
SEZIONE TRANSFRONTALIERA PARTE IN TERRITORIO ITALIANO
SECTION TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 04C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 04C
SVINCOLO DI CHIOMONTE IN FASE DI CANTIERE
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927**

ILLUMINAZIONE E IMPIANTI ELETTRICI

CALCOLO DI DIMENSIONAMENTO BASAMENTO PALO CURVO PER RAMPE SVINCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	C.BELTRAMI (-)	L. BARBERIS (MUSINET ENG.)	C.GIOVANNETTI (MUSINET ENG.)
A	30/09/2017	Révision suite aux commentaires TELT / Revisione a seguito commenti TELT	C.BELTRAMI (-)	L. BARBERIS (MUSINET ENG.)	C.GIOVANNETTI (MUSINET ENG.)
B	29/06/2018	Modifications titre du project/ Modifica titolo progetto	A.BIANCHI (MUSINET ENG.)	A.LOVI (MUSINET ENG.)SOLO	L. BARBERIS (MUSINET ENG.)

C	0	4	C	C	1	6	1	6	6	N	V	0	2	T	7
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie				

E	C	L	I	L	1	3	1	7	B
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTEGRATION SPECIALISTE**



Dott. Ing. Andrea LOVISOLO
Albo di Torino
N° 11173 S

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTEGRATION SPECIALISTE**

SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

SOMMAIRE / INDICE	2
LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE	3
1 NORMATIVE E RIFERIMENTI	4
1.1 Normative e standard	4
1.2 Documenti di riferimento	5
1.2.1 Elaborati progettuali.....	5
1.2.2 Software di calcolo	5
2 MATERIALI	6
2.1 Calcestruzzi per opere geotecniche	6
2.1.1 Calcestruzzo fondazione	6
2.2 Acciai.....	6
2.2.1 Acciaio per armatura lenta	6
3 GEOMETRIA	7
4 CRITERI NORMATIVI DI VERIFICA	8
5 PARAMETRI DI CALCOLO	10
5.1 Parametri geotecnici	10
5.2 Caratterizzazione sismica del sito.....	10
6 VERIFICHE SLU DELLE FONDAZIONI	12
6.1 Verifiche di capacità portante	12
7 CARICHI DI PROGETTO	13
7.1 Peso proprio	13
7.2 Vento.....	13
7.3 Neve.....	14
8 MODELLO DI CALCOLO	15
9 SOLLECITAZIONI	17
9.1 Combinazioni di carico.....	17
9.2 Reazioni in asse plinto	17
10 VERIFICHE	18
10.1 Verifica al ribaltamento	18
10.2 Verifica di capacità portante	18
10.3 Verifiche strutturali plinto	19
10.4 Verifiche allo SLU.....	19
10.5 Verifiche allo SLE	19
11 VERIFICHE IN CONDIZIONE SISMICA	20

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: carico Peso Lampada [KN].....	15
Figura 2: Carico Vento X [KN/m]	16
Figura 3: Carico Vento Y [KN/m]	16
Figura 4: Neve [KN]	17

1 NORMATIVE E RIFERIMENTI

1.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

- | | | |
|------|--|--|
| [1] | Legge 05/11/1971, n.1086 | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2] | Legge 02/02/1974, n.64 | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche |
| [3] | D.M. 14/01/2008 n. 30 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| [4] | Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617 | Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 |
| [5] | UNI EN 1990 | Basis of structural design |
| [6] | UNI EN 1991-1-1 | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads |
| [7] | UNI EN 1991-1-4 | Actions on structures - General actions - Wind actions |
| [8] | UNI EN 1991-1-5 | Actions on structures - General actions - Thermal actions |
| [9] | UNI EN 1992-1-1 | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures |
| [10] | UNI EN 1992-1-2 | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design |
| [11] | UNI EN 1992-2 | Design of concrete structures -Bridges |
| [12] | UNI EN 1993-1-1 | Design of steel structures-
General rules and rules for buildings |
| [13] | UNI EN 1993-1-8 | Design of steel structures-
Design of Joints |
| [14] | UNI EN 1994-1-1 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for buildings |
| [15] | UNI EN 1994-2 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for bridges |
| [16] | UNI EN 1997-1 | Geotechnical design - General rules |
| [17] | UNI EN 1998-1 | Design provisions for earthquake resistance of structures -
General rules, seismic actions and rules for buildings |
| [18] | UNI EN 1998-2 | Design of structures for earthquake resistance - Bridges |
| [19] | UNI EN 1998-5 | Design of structures for earthquake resistance –
Foundations, retaining structures and geotechnical aspects |
| [20] | Presidenza del Consiglio
Superiore dei Lavori Pubblici
– Servizio Tecnico Centrale | Linee guida sul calcestruzzo strutturale |
| [21] | UNI-EN 206-1 | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e |

- [22] UNI-EN 11104 conformità
Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- [23] UNI-EN 1537 “Esecuzione di lavori geotecnici speciali.Tiranti di ancoraggio”, Giugno 2002

1.2 Documenti di riferimento

1.2.1 Elaborati progettuali

- [1] Caratterizzazione geotecnica, Relazione di calcolo – codice elaborato C04CC16166NV0200ERHGE01040
- [2] Relazione di calcolo, Elementi prefabbricati – codice elaborato C04CC16166NV02W9ECLOC10000

1.2.2 Software di calcolo

- [3] PRESFLE – calcolo e verifica delle sezioni in c.a.-c.a.p. sviluppato da Concrete S.r.l. di Padova. Versione 5.5 Concrete S.r.l
- [4] MIDAS GEN 2015 (v.1.4) – sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd.

2 MATERIALI

2.1 Calcestruzzi per opere geotecniche

2.1.1 Calcestruzzo fondazione

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.2	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.2	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.72	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.45	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	3.25	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33643	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	19.92	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	14.94	N/mm ²
		XC4,	
Classe di esposizione		XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

2.2 Acciai

2.2.1 Acciaio per armatura lenta

Classe di acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

3 GEOMETRIA

Palo della luce

Materiale ipotizzato (da verificare con effettiva fornitura): Acciaio S275.

Carico unitario di snervamento: $S \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Altezza del palo da estradosso plinto: 10000 mm (già curvato)

Interramento: 800 mm

Diametro di base palo: 170 mm

Diametro in sommità palo: 65.00 mm

Spessore: 4 mm

Si considera un manicotto di ghiaccio di spessore uniforme pari a 12mm che avvolge il tubo, pertanto il diametro apparente massimo del palo è:

$$d_a = 170 + 2 \cdot 12 = 194 \text{ mm}$$

Fondazione

Si prevede una fondazione diretta. Il plinto ha le seguenti dimensioni:

B=1.0m

L=1.0m

H=1.2m

4 CRITERI NORMATIVI DI VERIFICA

Il decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 prevede che per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) il valore di progetto dell'azione (o dell'effetto dell'azione), E_d , deve essere minore od uguale, del valore di progetto della resistenza, R_d , del sistema geotecnico di fondazione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1})$$

La verifica della suddetta condizione deve essere svolta impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3), e riportati nelle sottostanti Tabella 4.1 ÷ Tabella 4.3:

Tabella 4.1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni-(Tab. 6.2.I)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o $\gamma_E \gamma_E$)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

Tabella 4.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno(Tab. 6.2.II)

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	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}	1.0	1.0

Tabella 4.3 – Coefficienti parziali γ_R sulla resistenza globale per verifiche SLU di fondazioni superficiali

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Gli stati limite ultimi delle fondazioni dirette si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati da:

- mobilitazione della resistenza limite dell'insieme fondazione-terreno;
- mobilitazione della resistenza limite per scorrimento sul piano di posa;

- collasso per ribaltamento, in casi, come il presente, in cui si hanno carichi fortemente eccentrici.

In accordo a quanto definito nel Par. 6.4.2.1, le verifiche delle fondazioni dirette sono state effettuate secondo la Combinazione 2 dell'Approccio 1 previsto dalla Normativa, in base a cui si applicano i seguenti set di fattori di sicurezza parziali:

Approccio 1 - Combinazione 2 : $A2 + M2 + R2$

Le verifiche STR sono da effettuare secondo la Combinazione 1 del medesimo Approccio 1.

Approccio 1 - Combinazione 1 : $A1 + M1 + R1$

5 PARAMETRI DI CALCOLO

5.1 Parametri geotecnici

Tutte le fondazioni considerate presentano l'estradosso circa coincidente col piano di campagna locale, il che porta di conseguenza a un piano di posa situato a scarsa profondità (~1.5 m) dal piano di campagna stesso. Si può quindi assumere che tutte queste fondazioni insistano sul terreno di riporto (unità geotecnica UG1), concentrato in corrispondenza di strade e opere realizzate nell'ambito del cantiere TELT, individuato e descritti nella Relazione Geotecnica. Per tale motivo nelle verifiche si adotteranno, per tutte le fondazioni considerate, i parametri geotecnici di tale unità.

Nelle verifiche si sono quindi assunti i valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento riportati nella Tabella 5.1 sottostante.

Tabella 5.1 Parametri Geotecnici caratteristici

	Peso di volume γ	Angolo di resistenza al taglio ϕ	Coesione intercetta c
unità	[kN/m ³]	[°]	[kPa]
UG1	20	30	0

I valori dei parametri geotecnici di progetto sono ricavati fattorizzando i parametri geotecnici caratteristici secondo i coefficienti M2 della Tabella 2.

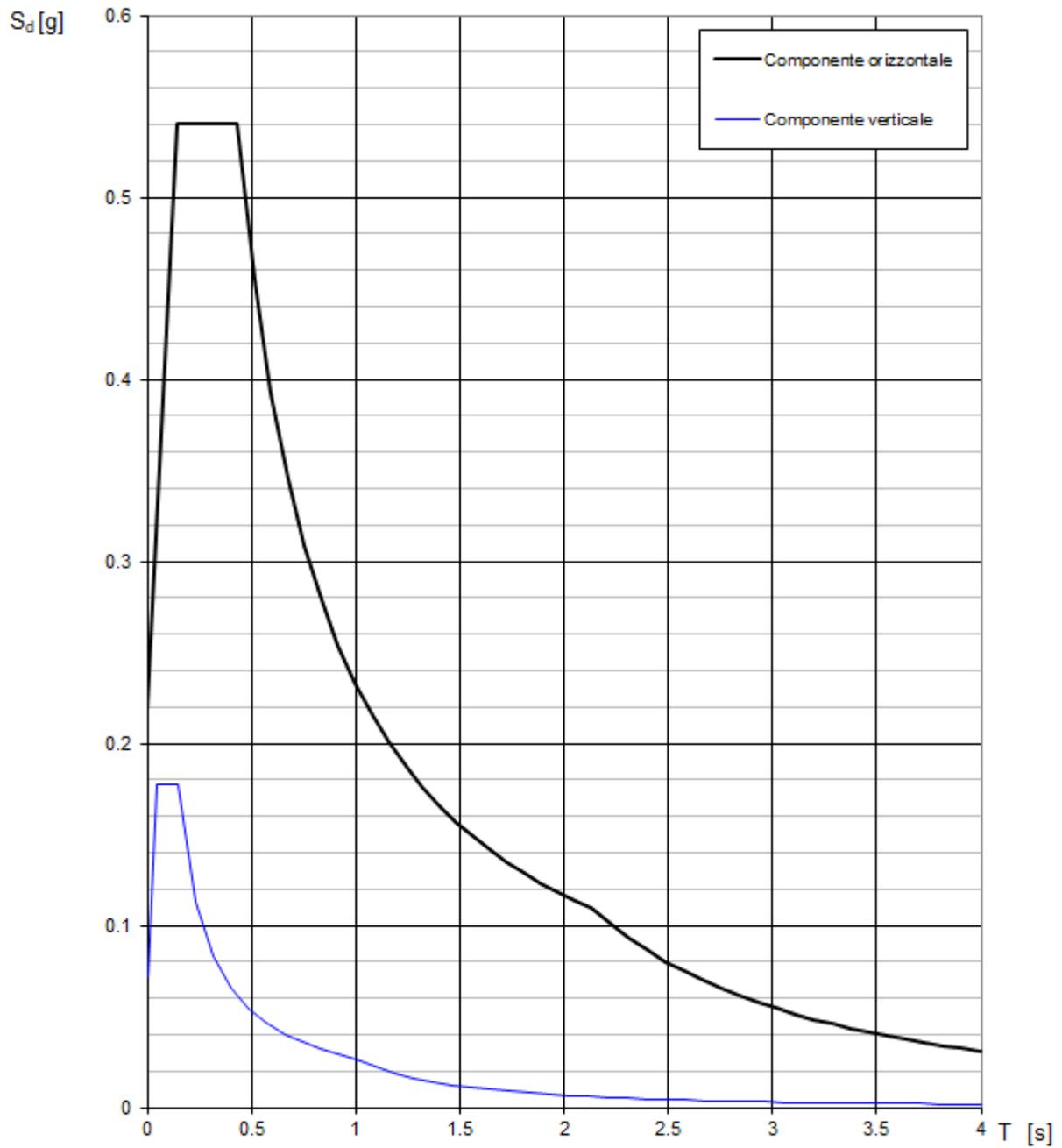
5.2 Caratterizzazione sismica del sito

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione:

- vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni
- classe d'uso: II
- coefficiente d'uso: $C_U = 1.0$
- probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r : $P_{V_r} = 10\%$
- periodo di ritorno dell'evento sismico ($T_R = f(V_N; P_{V_r})$): $T_R = 475$
- tipologia di terreno: Tipo C
- categoria topografica: T2

Risulta:

$a_g = 0.133$ g
 $S_S = 1,5$
 $S_T = 1,1$
 $S = 1,65$

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

6 VERIFICHE SLU DELLE FONDAZIONI

6.1 Verifiche di capacità portante

Le verifiche di capacità portante sono state condotte in accordo alla classica formulazione di Brinch – Hansen (1970), nella sua formulazione per terreni granulari, espressa come:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

essendo:

q_{lim} = capacità portante limite

ϕ' = angolo di attrito del terreno

c' = coesione intercetta del terreno

q = pressione verticale efficace agente alla quota di imposta della fondazione

γ = peso di volume naturale del terreno (peso sommerso γ' se sotto falda)

B = dimensione minore della fondazione

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi' =$ coefficiente di capacità portante

$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2 (45 + \phi'/2) =$ coefficiente di capacità portante

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

$i_\gamma = [1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cot \phi')]^{(m+1)} =$ coefficiente di inclinazione del carico

$i_q = [1 - H / (N + B \cdot L \cdot c' \cot \phi')]^m =$ coefficiente di inclinazione del carico

$i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (N_q - 1) =$ coefficiente di inclinazione del carico

$m = (2 + B / L) / (1 + B / L)$

$H_B =$ carico orizzontale agente nella direzione parallela a B

$N =$ carico verticale, comprensivo del peso efficace della fondazione, ovvero del peso alleggerito dall'eventuale sottospinta idraulica (assente nel caso in esame)

$s_\gamma = 1 - 0,4 B/L =$ coefficiente di forma

$s_q = 1 + B \cdot \tan \phi' / L =$ coefficiente di forma

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

$d_\gamma = 1 =$ coefficiente di affondamento della fondazione

$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot (D/B) =$ coefficiente di affondamento della fondazione per $D/B < 1$

$d_c = 1 + 2 \cdot \tan \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \tan^{-1}(D/B) =$ coefficiente di affondamento per $D/B > 1$

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

$D =$ profondità del piano di imposta della fondazione da piano campagna

$b_q, b_\gamma, b_c =$ fattori di inclinazione della fondazione $\equiv 1$ per fondazione orizzontale (caso presente)

$g_q, g_\gamma, g_c =$ fattori di inclinazione della piano campagna $\equiv 1$ per p.c. orizzontale (caso presente)

Nel caso in esame, essendo $c'=0$, scompaiono tutti i termini relativi alla coesione intercetta. Risulta quindi

$$q_{lim} = q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

La formula si applica a fondazioni soggette a carico a risultante centrata; quando il carico è eccentrico, come nel caso in esame, si considera una fondazione equivalente di dimensioni:

$$B_{eq} = B - 2e_B$$

$$L_{eq} = L - 2e_L$$

Essendo e_B ed e_L l'eccentricità in direzione parallela rispettivamente a B e L.

La portata di base, così calcolata, viene fattorizzata secondo quanto previsto dalla normativa per le resistenze delle fondazioni superficiali e cioè in particolare, per la Combinazione 2 dell'Approccio 1, il coefficiente $\gamma_R = 1.8$

7 CARICHI DI PROGETTO

7.1 Peso proprio

Descrizione		U.M	Valore
Peso proprio plinto (1,0x1,0x1,2 m)	G	KN	30,0
Peso lampada*	P ₁	KN	0,2

*da confermare da effettive forniture

7.2 Vento

Le pressioni e depressioni dovute al vento sono state calcolate rispettando il DM 14.01.2008. I coefficienti per il calcolo delle pressioni sono stati ricavati considerando i seguenti dati:

ZONA 1

- $T_R=100$ anni
- Classe di rugosità del terreno: D
- Categoria di esposizione del sito: III
- $c_t=1$
- $c_d=1$
- c_p = corpi cilindrici C.3.3.10.6 Circ.min. 2009
- $a_s=660$ m
- $v_{b0}=25$ m/s;

$$v_b(T_R)=\alpha_R(T_R) \cdot v_{ref}=1.04 * 25=26 \text{ m/s}; q_b=0.5 * 1.25 * (26)^2 = 422.5 \text{ N/m}^2;$$

Per il calcolo della pressione del vento si è adottato il valore massimo del diametro del palo con manicotto di 12mm di ghiaccio.

La pressione del vento è funzione della quota z e vale:

v _b (TR)	26	m/s
q _b	0.4225	KN/m ²
c _t	1	
c _d	1	
c _p	0.7	
a _s	660	m
v _b	26	m/s
k _r	0.2	
z ₀	0.1	
z _{min}	5	m

z [m]	c _e	q [N/m ²]	d*(q ^{0.5})	c _p	q(z) [KN/m ²]	d [mm]	d _a [mm]	p _{vento} [KN/m]
0.0	1.708	721	5.2	0.7	0.50	170	194	0.097
1.0	1.708	721	5.2	0.7	0.50	170	194	0.097
2.0	1.708	721	5.2	0.7	0.50	170	194	0.097
3.0	1.708	721	5.2	0.7	0.50	170	194	0.097
4.0	1.708	721	5.2	0.7	0.50	170	194	0.097
5.0	1.708	721	5.2	0.7	0.50	170	194	0.097
7.5	1.885	796	5.5	0.7	0.56	170	194	0.108
10	2.010	849	5.7	0.7	0.59	170	194	0.114

Tabella 2. Pressioni del vento

7.3 Neve

Si riporta il calcolo del carico neve, in accordo con quanto previsto al par. 3.4 delle NTC2008.

- a_s=660 m slm

$$q_{sk} = 1.39 \times (1 + (a_s/728)^2) \text{ per } a_s > 200\text{m}$$

ZONA	q _{sk}	C _E	C _t	μ _i
[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]	[-]
I	2.53	1.00	1.00	0.80

Utilizzando i dati riportati nella tabella è possibile calcolare il valore del carico neve secondo l'espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t = 0.80 \times 2.53 \times 1.00 \times 1.00 = 2.53 \text{ kN/m}^2$$

Descrizione		U.M	Valore
Peso neve su lampada (dim. 0.63mx0.25m)	Neve	KN	0.4

8 MODELLO DI CALCOLO

Per ottenere le azioni in fondazione è stato sviluppato un modello di calcolo per mezzo del software ad elementi finiti Midas GEN.

Gli elementi Beam hanno sezione a geometria variabile (“Tapered”), che segue l’effettivo asse del palo della luce.



Il vincolo di incastro è stato posizionato in corrispondenza dell’asse della fondazione.

Nelle immagini seguenti si riportano i carichi applicati.



Figura 1: carico Peso Lampada [KN]

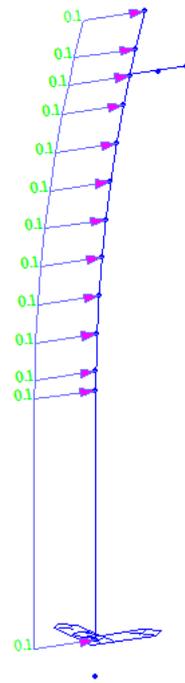


Figura 2: Carico Vento X [kN/m]

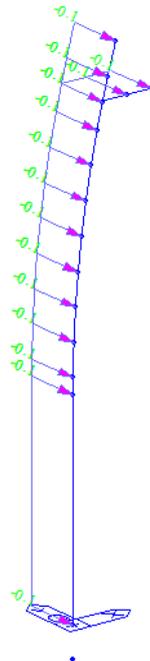


Figura 3: Carico Vento Y [kN/m]

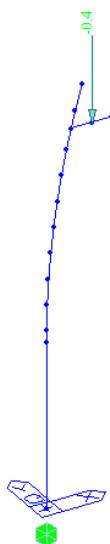


Figura 4: Neve [KN]

9 SOLLECITAZIONI

9.1 Combinazioni di carico

	Peso Lampada	Vento X	Vento Y	Neve
SLU – GEO 1	1.0	1.3	0	0.65
SLU – GEO 2	1.0	0	1.3	0.65
SLU – STR 1	1.3	1.5	0	0.75
SLU – STR 2	1.3	0	1.5	0.75
SLE – RARA 1	1	1	0	0.5
SLE – RARA 2	1	0	1	0.5
EQU-1	1.1	1.5	0	0.75
EQU-2	1.1	0	1.5	0.75

9.2 Reazioni in asse plinto

M_x =momento attorno all'asse X

M_y =momento attorno all'asse Y

	F_x [KN]	F_y [KN]	F_z [KN]	M_x [KNm]	M_y [KNm]	M_z [KNm]
SLU -GEO1	-1.31	0.00	0.46	0.00	-7.89	0.00
SLU-GEO2	0.00	1.44	0.46	-8.63	-0.51	0.37
SLU-STR1	-1.51	0.00	0.56	0.00	-9.13	0.00
SLU-STR2	0.00	1.66	0.56	-9.95	-0.62	0.43
SLE-RARA1	-1.01	0.00	0.40	0.00	-6.12	0.00
SLE-RARA2	0.00	1.11	0.40	-6.64	-0.44	0.29
EQU-1	-1.51	0.00	0.52	0.00	-9.09	0.00
EQU-2	0.00	1.66	0.52	-9.95	-0.57	0.43

10 VERIFICHE

10.1 Verifica al ribaltamento

Il plinto è un blocco in calcestruzzo di dimensioni 1,00x1,00x1,20 m

I pesi stabilizzanti vengono ridotti con coefficiente 0,9, mentre le azioni ribaltanti vengono amplificati per un coefficiente 1,5.

Il rapporto tra il momento stabilizzante ed il momento ribaltante deve essere > 1 .

Peso plinto= $1,00 \times 1,00 \times 1,20 \times 25 = 30$ KN

$$M_{sx} = 0,9 \cdot 30 \cdot 0,5 = 13,5 \text{ KNm}$$

$$M_{sy} = 0,9 \cdot 30 \cdot 0,5 = 13,5 \text{ KNm}$$

$M_{rx} = 9,09 + 1,66 \cdot 0,6 + 1,1 \cdot 0,2 \cdot 0,5 + 0,75 \cdot 0,4 \cdot 0,5 = 10,35$ KNm $< M_{sx} = 13,5$ KNm \rightarrow Verifica soddisfatta (c.s.=1.3)

$M_{ry} = 9,95 + 1,51 \cdot 0,6 + 1,1 \cdot 0,2 \cdot 0,5 + 0,75 \cdot 0,4 \cdot 0,5 = 11,12$ KNm $< M_{sy} = 13,5$ KNm \rightarrow Verifica soddisfatta (c.s.=1.2)

10.2 Verifica di capacità portante

Verifica con vento in direzione X:

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 421,07 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Pressione massima agente

$$q = 63,29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

F.S.=6.65 $>$ $\gamma_R = 1,8 \rightarrow$ Verifica soddisfatta

Verifica con vento in direzione y:

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 416,91 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Pressione massima agente

$$q = 70,64 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

F.S.=5.9 $>$ $\gamma_R = 1,8 \rightarrow$ Verifica soddisfatta

Si omettono le verifiche a scorrimento in quanto ampiamente soddisfatte.

10.3 Verifiche strutturali plinto

	F_x [KN]	F_y [KN]	F_z [KN]	M_x [KNm]	M_y [KNm]	M_z [KNm]
SLU-STR1	-1.51	0.00	0.56	0.00	-9.13	0.00
SLU-STR2	0.00	1.66	0.56	-9.95	-0.62	0.43
SLE-RARA1	-1.01	0.00	0.40	0.00	-6.12	0.00
SLE-RARA2	0.00	1.11	0.40	-6.64	-0.44	0.29

Il plinto è armato con $\phi 22/20$ in entrambe le direzioni.

Le verifiche vengono effettuate in direzione X, in quanto più sfavorevoli.

10.4 Verifiche allo SLU

La verifica viene condotta considerando il momento indotto dal palo su una sezione con

$b=100\text{cm}$

$h=120\text{cm}$

$M_{Rd}=811\text{ KNm}$

$M_{Ed}=10\text{ KNm}$

La verifica allo SLU-STR è ampiamente soddisfatta.

10.5 Verifiche allo SLE

In esercizio (SLE-RARA) il plinto non risulta fessurato, data la bassa sollecitazione a trazione nel calcestruzzo.

Come da Normativa, la massima tensione di trazione nello stato limite di formazione delle fessure è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2} = 2.5\text{ N/mm}^2$$

$M_{RARA}=7.0\text{ KNm}$

$\sigma_c^+ = -\sigma_c^- = 0.03\text{ N/mm}^2 < \sigma_t = 2.5\text{ N/mm}^2$

11 VERIFICHE IN CONDIZIONE SISMICA

In condizione sismica si effettuano le seguenti ipotesi cautelative:

- lungo il palo si assume che, in condizione sismica, agisca la massima accelerazione in corrispondenza del plateau, pari a:
 $a_{g1}=0.54 \text{ g}$
- l'accelerazione agente lungo il plinto è invece pari a:
 $a_{g2}=0.22 \text{ g}$

W_{palo} =peso proprio del palo e della lampada=1,5 KN

W_{plinto} =peso proprio del plinto=30 KN

$F_{h_palo}=W_{\text{palo}} \cdot a_{g1}/g=1.5 \cdot 0.54=0.81 \text{ KN}$

$F_{h_plinto}=W_{\text{plinto}} \cdot a_{g2}/g=30 \cdot 0.22=6.6 \text{ KN}$

Il momento alla base risulta:

$M_{\text{SISMA}}=F_{h_palo} \cdot (h_{\text{palo}}/2+h_{\text{plinto}})+F_{h_plinto} \cdot h_{\text{plinto}}/2=0.81 \cdot 6.2+6.6 \cdot 0.6=8.98 \text{ KNm}$

Tale azione è inferiore a quelle ottenute dall'analisi statica, pertanto si omettono le verifiche.

Si effettua la verifica a scorrimento.

$V_{\text{SISMA}}=F_{h_palo}+F_{h_plinto}=7.4 \text{ KN}$

Verifica a scorrimento

$H_d = 7.41 \text{ (kN)}$

$S_d = 13.86 \text{ (kN)}$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$F_{\text{scorr}} = 1.87 > \gamma_R=1.1$ Verifica soddisfatta