



COMUNE DI POZZUOLI
Città Metropolitana di Napoli
Direzione 4 - Lavori Pubblici

Programma Triennale delle Opere Pubbliche 2016 - 2018
ANNUALITA' 2016

**LAVORI DI COMPLETAMENTO E RIQUALIFICAZIONE DI VIA
MONTENUOVO LICOLA PATRIA**

(TRATTO VIA DOMITIANA - P.ZZA A. MORO)

IMPORTO OPERE : € 350.000,00



PROGETTO ESECUTIVO

Ing. Elia Puglia R.U.P.
Geom. Luigi Ioffredo Progettista
Geom. Aldo Praticò Progettista
Arch. Santina Napolitano Dirigente Direzione 4

Elaborato:

**RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA - RELAZIONE
SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO IN
COSTRUZIONE**

TAVOLA :

ST01

Data:

DICEMBRE 2017

Agg.

Rapp.

INDICE DELLA RELAZIONE

1. PREMESSA E OGGETTO	3
2. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
4. ANALISI DEI CARICHI E LORO COMBINAZIONI.....	7
5. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	9
6. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE.....	10
7. MATERIALI	15
8. ANALISI DEI CARICHI.....	19
9. MODELLI E CALCOLI DI VERIFICA.....	19
10. CONCLUSIONI	20

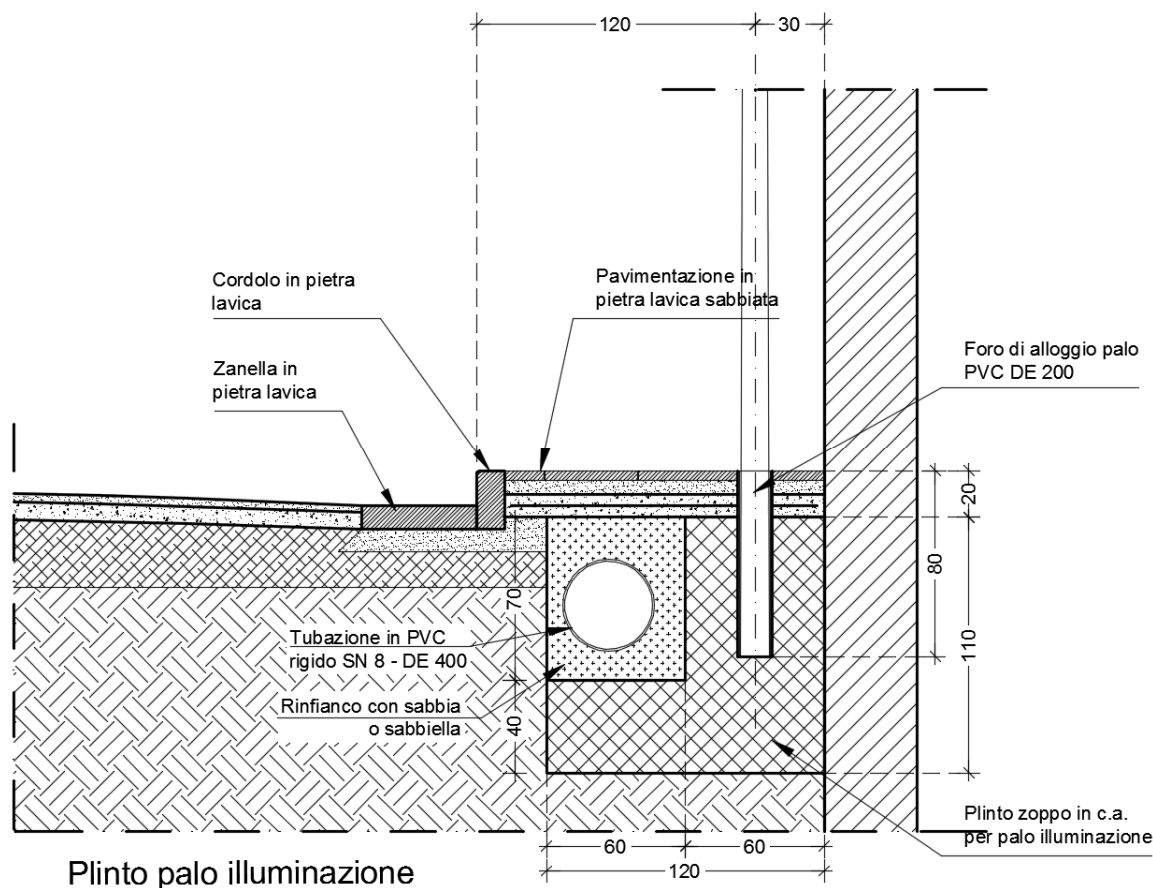
1. PREMESSA E OGGETTO

La presente relazione ha come finalità l'esposizione dei criteri adottati per il calcolo delle strutture di fondazione necessarie per la realizzazione del nuovo impianto di pubblica illuminazione da realizzarsi nell'ambito del progetto di adeguamento, dal punto di vista igienico sanitario ed ambientale, della rete fognaria insistente su Via Montenuovo Licola Patria, tratto compreso tra la Via Domitiana e Piazza Aldo Moro sul lato destro idraulico.

Su detto tratto di strada, di lunghezza pari a circa 550 ml, sono presenti, allo stato attuale, n. 22 pali di illuminazione posti in prossimità del ciglio dei marciapiedi. In progetto è prevista la loro dismissione con ricollocazione di n. 23 nuovi pali in ferro di altezza fuori terra pari a 8.20 m da incastrarsi in plinti in c.a. interrati. Si precisa che l'appalto in oggetto prevede la rimozione dei pali esistenti e la sola realizzazione dei plinti di fondazione con le necessarie predisposizioni impiantistiche. Sarà cura di altra impresa con appalto specifico la posa in opera dei nuovi pali di illuminazione.

Le caratteristiche strutturali del palo metallico ed il suo calcolo di verifica sono riportati negli elaborati progettuali di cui all'Aut. Sismica n. del in cui è stata autorizzata l'esecuzione delle opere di posa dei nuovi pali di illuminazione su gran parte del territorio del Comune di Pozzuoli. In detta Autorizzazione Sismica il blocco di fondazione dei pali metallici è costituito da un plinto di dimensioni 1.00x1.00x1.00 m.

Nel presente progetto, invece, al fine di consentire il posizionamento dei nuovi pali per la pubblica illuminazione il più possibile lontano dal ciglio del marciapiede, il plinto di fondazione in c.a. sarà del tipo "zoppo" con forma ad "L" le cui dimensioni verranno indicate nel seguito.



Si tratta, quindi, di una variante al progetto di cui alla citata **all'Aut. Sismica n. del** riguardante la diversa forma del plinto di fondazione dei pali metallici per la pubblica illuminazione.

Alla presente relazione descrittiva si intende allegata Relazione geologico-tecnica relativa all'appalto misto dei lavori per adeguamento dell'impianto di pubblica illuminazione ed esecuzione di nuovi impianti - Gestione e manutenzione degli impianti di pubblica illuminazione sul territorio comunale di Pozzuoli a firma del Geologo Dott. Giosafatte Nocerino. Detta Relazione Geologica è stata presa come riferimento per le calcolazioni eseguite.

2. DESCRIZIONE DEI MANUFATTI

I manufatti in oggetto possono così descriversi:

Pali per la pubblica illuminazione: Pali rastremati dritti in Acciaio S235 JR UNI EN 10219 (ex Fe360B) di altezza complessiva pari a 9.00 m di cui 8.20 m fuori terra e 0,80 m annegati nel plinto di fondazione. I pali saranno realizzati dalla CARPAL s.r.l. con sede in San Marco Evangelista (CE) - S.S. 265 Km 26,200. I pali (contrassegnati con la sigla R1279Z/4) saranno costituiti da n. 4 tronchi tubolari tra loro saldati oltre ad un cordolo sommitale di altezza pari a 180 mm per l'alloggio dei corpi illuminanti.

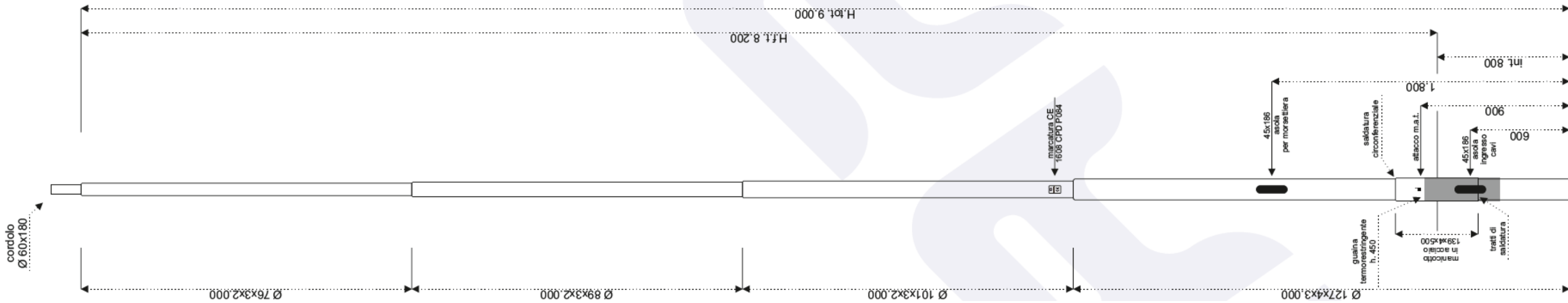
I tronchi saranno così costituiti (a partire dall'alto):

TRONCO [n]	Lunghezza totale [m]	Lunghezza fuori terra [m]	Diametro [mm]	Spessore [mm]
1	2,00	2,00	76,0	3
2	2,00	2,00	89,0	3
3	2,00	2,00	101,0	3
4	3,00	2,20	127,0	4

CARPAL srl



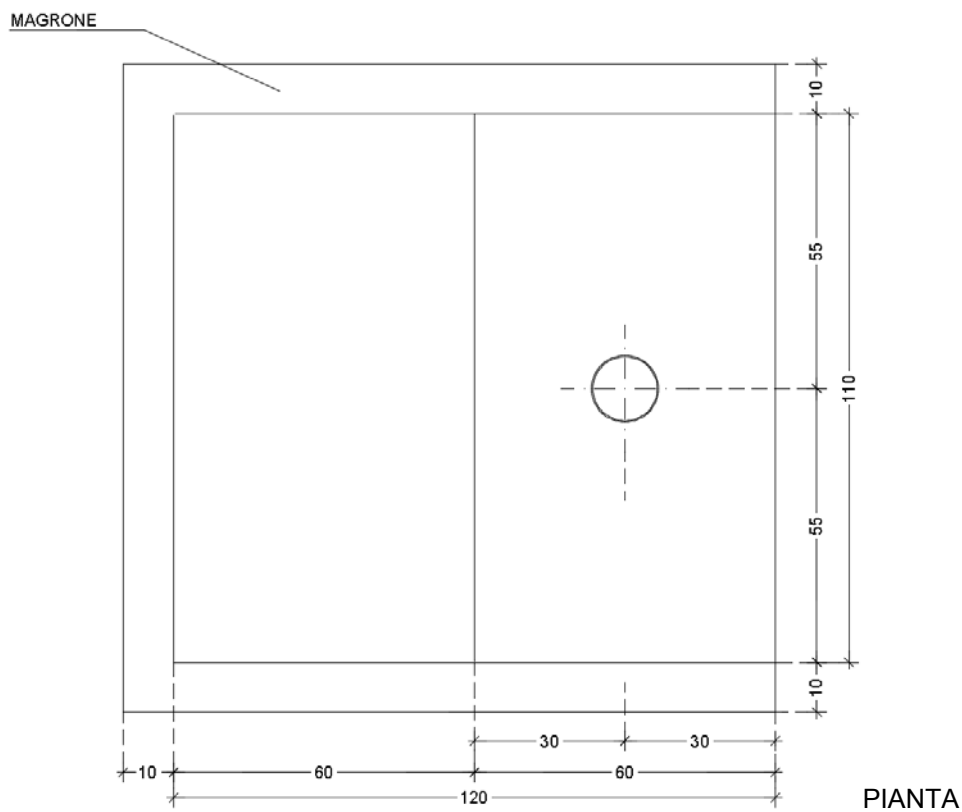
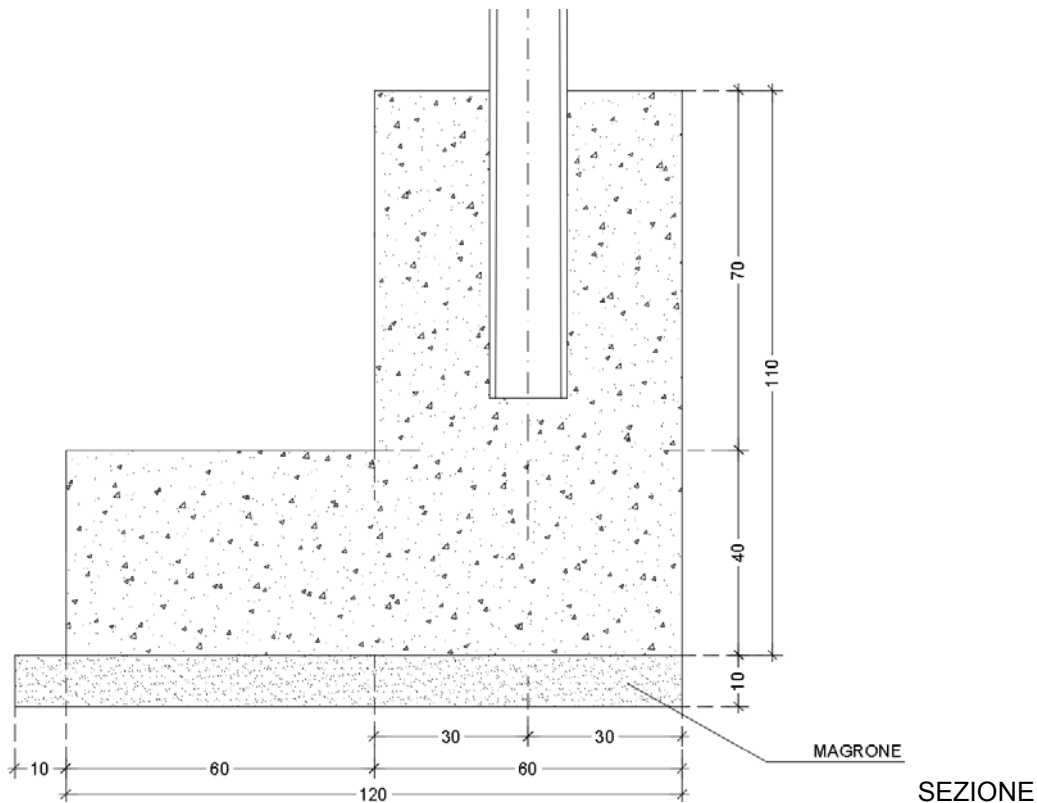
PALI RASTREMATI – PALI TRONCOCONICI – PALI TRONCOCONICI CURVATI – PALI PER ARREDO URBANO – TORRI FARO
BRACCI – STAFFE – PIPETTE – PORTELLI – MORSETTIERE – CORPI ILLUMINANTI



DATA:	02/11/2017	EMITTENTE:	UT
ARTICOLO: R1279Z/4-POZZUOLI			
DESCRIZIONE:			
Palo rastremato dritto saldato Base 127 mm spessore 4 mm Cima 60 mm spessore 3 mm H.tot. 9.000 mm H.f.t. 8.200 mm			
+ Manicotto di rinforzo in acciaio H. 500 mm dm 139,7 spessore 4 mm saldato a partire da 1.050 mm a scendere			
+ Fascia di guaina termorestringente H. 450 mm Applicata a partire da 900 mm a scendere			
PROGETTO: Pozzuoli (NA)			
Zincatura:	UNI EN ISO 1461	Misure in mm	
La Carpal srl si riserva il diritto di apportare eventuali modifiche al prodotto in fase di realizzazione anche senza esplicita comunicazione			

Materiale: Acciaio S235 JR UNI EN 10219 (ex Fe 360 B) Carico unitario di resistenza e trazione R=360 N/mm ² Carico unitario di snervamento S=235 N/mm ² Allungamento= 20%

Plinto di fondazione: come detto in premessa, al fine di consentire il posizionamento dei nuovi pali per la pubblica illuminazione il più possibile lontano dal ciglio del marciapiede il plinto di fondazione in c.a. sarà del tipo “zoppo” con forma ad “L” avente una piastra di base delle dimensioni 120 x 110 x h=40 cm ed un’anima superiore di dimensioni 110 x 60 x h=70 cm. L’intero plinto sarà poggiato su uno strato di magrone di altezza min. 10 cm.



3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali sono state redatte con riferimento e nel rispetto delle seguenti norme e disposizioni:

- Legge 5/11/1971 n° 1086 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- Legge 2/2/1974 n° 64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e successivo D.M. 24/1/1986 di approvazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.
- DM infrastrutture 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni "
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- Eurocodici
- (per alcune problematiche inerenti l'azione del vento) CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

4. ANALISI DEI CARICHI E LORO COMBINAZIONI

Nelle verifiche condotte le azioni (definite come al § 2.5.1 delle NTC 2008) sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

- **Combinazione fondamentale**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (**SLU**):

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \sum \gamma_{Qj} \times \Psi_{0j} \times Q_{kj} \quad (2.5.1)$$

- **Combinazione caratteristica (rara)**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**) **irreversibili**, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \Psi_{0j} \times Q_{kj} \quad (2.5.2)$$

- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (**SLE**) **reversibili**:

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad (2.5.3)$$

- **Combinazione quasi permanente (SLE)**, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \sum \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad (2.5.4)$$

- **Combinazione sismica**, per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj} \quad (2.5.5)$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto

$$A_d \text{ (v. § 3.6): } G_1 + G_2 + P + A_d + \sum \Psi_{2j} \times Q_{kj} \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

CAT.	AZIONE	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
A	Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
B	Uffici	0,7	0,5	0,3
C	Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
D	Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
F	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
H	Coperture	0,0	0,0	0,0
	Vento	0,6	0,2	0,0
	Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
	Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
	Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficienti	EQU	A1 STR	A2 GEO
		γ_F			
Pesi strutturali G_1	fav.	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfav.		1,1	1,3	1,0
Pesi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	fav.	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfav.		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili Q_i	fav.	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfav.		1,5	1,5	1,3

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura (nonché del terreno e dell'acqua, quando pertinenti);

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 secondo categoria di appartenenza —

5. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

5.1. VITA NOMINALE (V_N)

Secondo quanto riportato nella Tab. 2.4.I delle NTC-08 le costruzioni in esame sono di tipo 2, per cui la Vita nominale V_N : intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata risulta non minore di **50 anni**

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Costruzioni tipo 1: Opere provvisorie – provvisionali – in fase costruttiva:	$V_N \leq 10$ anni
Costruzioni tipo 2: Opere ordinarie o di importanza normale:	$V_N \geq 50$ anni
Costruzioni tipo 3: Grandi opere o di importanza strategica:	$V_N \geq 100$ anni

5.2. CLASSE D'USO

La costruzione in esame rientra nella classe d'uso III:

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

6. RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO DI COSTRUZIONE

Il comune di Pozzuoli (NA) è classificato in zona sismica 2 ai sensi Delibera di Giunta Regionale n° 5447 del 7/11/02 – pubbl. sul B.U.R.C. del 18/11/02.

6.1. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (V_R)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.5 = 75 \text{ anni}$$

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

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

V_R minimo = 35 anni.

6.2. AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito.

La pericolosità sismica è definita dai seguenti **parametri di pericolosità sismica**:

a_g accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (di categoria A) con superficie topografica orizzontale;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri di pericolosità sismica sono tabellati nelle NTC-08 in funzione della posizione del sito (longitudine e latitudine) e del periodo di ritorno (T_R) del sisma considerato (variabile a seconda della Probabilità di Superamento (P_{VR}) nel Periodo di Riferimento (V_R)): $T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR})$

La Probabilità di Superamento (P_{VR}) è legata al tipo di Stato Limite considerato mentre il Periodo di Riferimento (V_R), come visto, è legata al tipo di costruzione (Vita nominale V_N e coefficiente d'uso C_U).

6.3. STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO (P_{VR})

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

- (**SLO**) Stato Limite di Operatività: a seguito del terremoto la costruzione non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- (SLD) **Stato Limite di Danno**: a seguito del terremoto la costruzione subisce danni ... mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

STATI LIMITE ULTIMI

- (SLV) **Stato Limite di salvaguardia della Vita**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ... e significativi danni dei componenti strutturali ...; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- (SLC) **Stato Limite di prevenzione del Collasso**: a seguito del terremoto la costruzione subisce *gravi* rotture e crolli dei componenti non strutturali ... e danni *molto gravi* dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un *esiguo* margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	10 %
	SLC	5 %

Individuata la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R è possibile risalire al Periodo di ritorno T_R del sisma tramite la formula:

Periodo di ritorno del sisma:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Valori minimo e massimo di T_R :

$$T_{R \min} = 30 \text{ anni}$$

$$T_{R \max} = 2475 \text{ anni}$$

Stati limite		
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$T_R = 0,6 V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,5 V_R$
	SLC	$T_R = 19,5 V_R$

Tabella C.3.2.I – Valori di T_R espressi in funzione di V_R

6.4. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Dalla conoscenza delle tipologie di terreno della zona può concludersi l'appartenenza del suolo alla **categoria tipo C** ovvero "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

Le condizioni topografiche fanno rientrare il sito in **Categoria T1**.

5.7. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.2.4}$$

dove:

- T** Periodo di vibrazione
- S_e** Accelerazione spettrale orizzontale
- a_g** Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido pianeggiante (**parametro di pericolosità sismica**)
- S** **S = S_S x S_T** Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche
- S_S** Coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V)
- S_T** Coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI)
- η** Fattore che tiene conto dei coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%. La relazione tra η e ξ è: $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)}$. Per ξ = 5% si ha η = 1.
- F₀** Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale su sito di riferimento rigido pianeggiante (**parametro di pericolosità sismica**)
- T_C** **T_C = C_C x T_C^{*}** Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro
- T_C^{*}** Definito al par. 3.2. (**parametro di pericolosità sismica**)
- C_C** Coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V)
- T_B** **T_B = T_C / 3** Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante
- T_D** **T_D = 4,0 (a_g / g) + 1,6** Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_S e di C_C

Cat. suolo	S _S	C _C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 3.2.VI – Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

6.5. SPETTRI DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE

Ai fini del progetto o della verifica delle strutture le capacità dissipative delle stesse possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovreresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

In tal caso, lo **spettro di progetto $S_d(T)$** da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1), con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule 3.2.4. η con $1/q$, dove **q è il fattore di struttura**.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2 ag$.

Nel caso in esame le caratteristiche sismiche del sito e gli spettri elastici vengono riportati di seguito:

AZIONI SISMICHE

Individuazione sito Loc. Pozzuoli Lat. 40.836997 N Long. 14.09652 E

Individuazione terreno	Cat. Sottosuolo	C
Caratteristiche dell'opera	Classe d'uso	III

Cat. Topografica	T1
Vita nominale [anni]	50

Parametri di pericolosità sismica

	T_r	a_g/g	F_o	T_c^*
SLO	45	0,052	2,378	0,304
SLD	75	0,07	2,318	0,32
SLV	712	0,190	2,332	0,329
SLC	1462	0,239	2,4	0,331

Parametri indipendenti

	S_s	C_c	S_T
SLO	1,500	1,555	1,00
SLD	1,500	1,529	1,00
SLV	1,434	1,515	1,00
SLC	1,356	1,512	1,00

Parametri dipendenti

	S	T_B	T_C	T_D
SLO	1,500	0,158	0,473	1,808
SLD	1,500	0,163	0,489	1,880
SLV	1,434	0,166	0,499	2,360
SLC	1,356	0,167	0,501	2,556

NOTE:

Parametri di pericolosità sismica

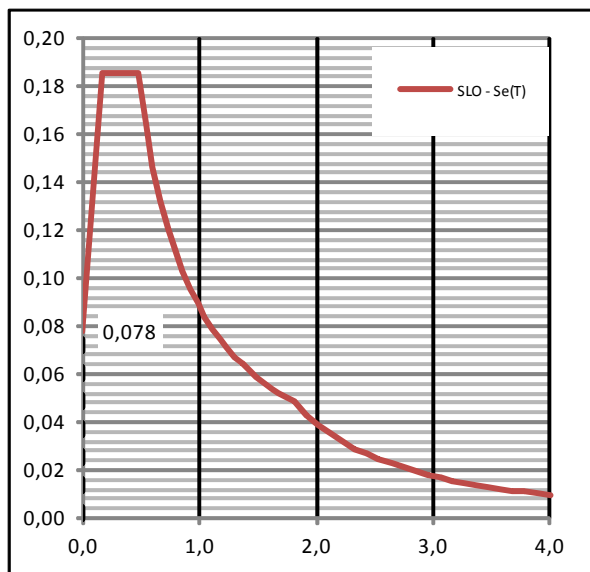
T_r	Periodo di ritorno del sisma
a_g/g	Accelerazione attesa su suolo A
F_o	Fatt. di amplificazione massima

Parametri indipendenti

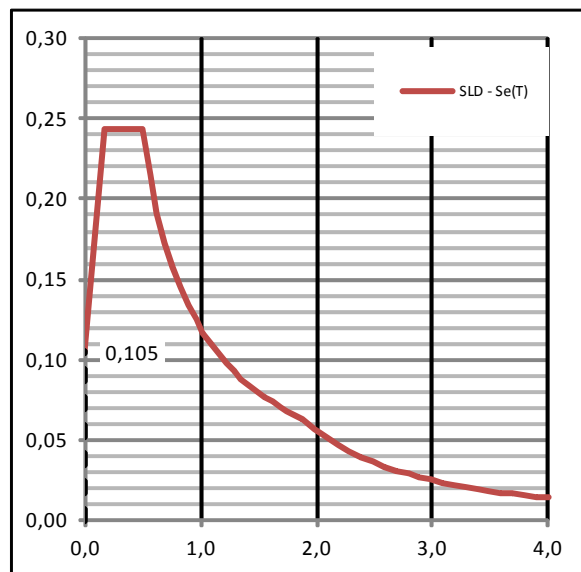
S_s	f (cat. Suolo; F_o ; a_g/g)
C_c	f (cat. Suolo; T_c^*)
S_T	f (cat. Topograf.)

Parametri dipendenti

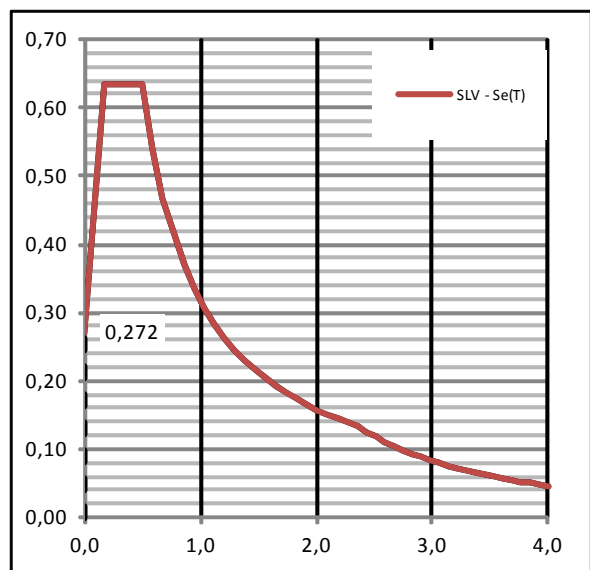
S	$S_s \times S_T$
T_B	$T_c^* / 3$
T_C	$C_c \times T_c^*$
T_D	$4 a_g/g + 1,6$



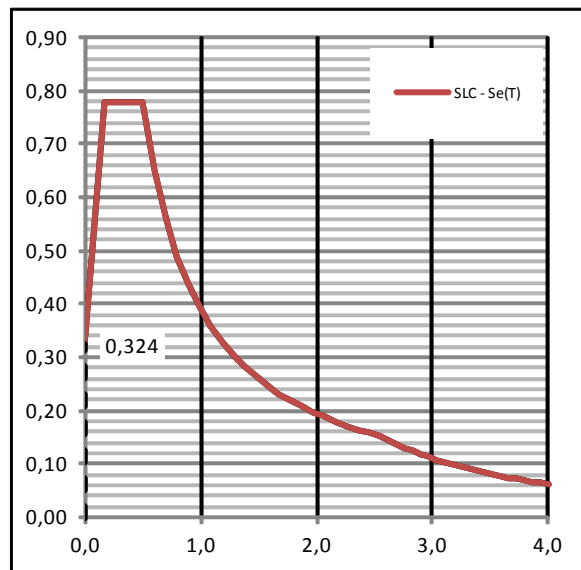
SLO							
$a_g S$	0,078	T_0	0,000	$S_e(T_0)$	0,078	$S_d(T_0)$	0,078



SLD							
$a_g S$	0,105	T_0	0,000	$S_e(T_0)$	0,105	$S_d(T_0)$	0,105



SLV							
$a_g S$	0,272	T_0	0,000	$S_e(T_0)$	0,272	$S_d(T_0)$	0,272



SLC							
$a_g S$	0,324	T_0	0,000	$S_e(T_0)$	0,324	$S_d(T_0)$	0,324

6.6. COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni:

$$\mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \mathbf{P} + \mathbf{E} + \sum_j \Psi_{2j} \mathbf{Q}_{kj} \quad (3.2.16)$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$\mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 + \sum_j \Psi_{2j} \mathbf{Q}_{kj} \quad (3.2.17)$$

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

7. MATERIALI

Si riportano i tipi e le caratteristiche dei materiali da adottare per gli interventi in oggetto. La determinazione delle caratteristiche di resistenza viene individuata con il corrispondente numero di paragrafo del DM 14/01/2008 (NTC-08).

CALCESTRUZZO C20/25

11.2.10.1 Resistenza caratteristica a compressione f_{ck}

Dalla resistenza cubica si passa alla **resistenza caratteristica cilindrica** da utilizzare nelle verifiche mediante l'espressione:

$$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} \quad (11.2.1)$$

Sempre in sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica mediante l'espressione: $f_{cm} = f_{ck} + 8$ [N/mm²] (11.2.2)

4.1.2.1.1.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo f_{cd}

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C \quad (4.1.4)$$

$$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / 1,5$$

dove:

$\alpha_{cc} = 0,85$ è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_C = 1,5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a $0,80f_{cd}$.

11.2.10.2 Resistenza caratteristica a trazione f_{ctk}

In sede di progettazione si può assumere come resistenza media a trazione semplice (assiale) del calcestruzzo il valore (in N/mm²):

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} \quad \text{per classi} \leq C50/60 \quad (11.2.3a)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \times \ln[1 + f_{cm}/10] \quad \text{per classi} > C50/60 \quad (11.2.3b)$$

Il valore della resistenza media a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} \quad (11.2.4)$$

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a 0,7 f_{ctm}, ed 1,3 f_{ctm}: **Resistenza caratteristica a trazione** (in N/mm²):

$$f_{ctk} = f_{ctk(0,05)} = 0,7 \times f_{ctm} = 0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$$

4.1.2.1.1.2 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo f_{ctd}

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C \quad (4.1.5)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / 1,5$$

dove:

$\gamma_C = 1,5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo (§ 11.2.10.2).

11.2.10.3 Modulo elastico

Per modulo elastico istantaneo del calcestruzzo va assunto quello secante tra la tensione nulla e 0,40 f_{cm}, determinato sulla base di apposite prove, da eseguirsi secondo la norma UNI 6556:1976.

In sede di progettazione si può assumere il valore:

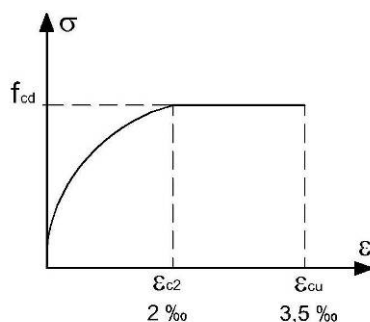
$$E_{cm} = 22.000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} \quad [N/mm^2] \quad (11.2.5)$$

$$E_{cm} = 22.000 \times [(f_{ck} + 8) / 10]^{0,3} \quad [N/mm^2]$$

11.2.10.4 Coefficiente di Poisson

Per il coefficiente di *Poisson* può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 (calcestruzzo fessurato) e 0,2 (calcestruzzo non fessurato).

4.1.2.1.2.2 Diagrammi costitutivi calcestruzzo



(a) Parabola - Rettangolo

I valori di ε_{c2} - ε_{c3} - ε_{c4} - ε_{cu} sono validi per calcestruzzi di classe di resistenza inferiore a C50/60, per classi di resistenza superiori si applicano formule specifiche.

Nel caso di compressione semplice il limite ε_{cu} si pone pari a $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{c2} = 2 ‰$

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo f_{bd}

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad (4.1.7)$$

dove:

$\gamma_c = 1,5$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \eta f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

. $\eta = 1,0$ per barre di diametro ≤ 32 mm

. $\eta = (132 - \phi)/100$ per barre di diametro superiore.

$$\boxed{f_{bd} = 2,25 f_{ctk} / 1,5 = 1,5 f_{ctk}} \quad \text{per barre con } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

ACCIAIO B450C

11.3.2.1 Acciaio per cemento armato B450C

Acciaio **B450C** in barre con le seguenti caratteristiche:

tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$

tensione caratteristica di snervamento $\boxed{f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2}$

rapporto di sovraresistenza $k = f_{tk}/f_{yk}$ compreso tra 1,15 e 1,35

. $f_{yk}/450 \leq 1,25$.

4.1.2.1.1.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd}

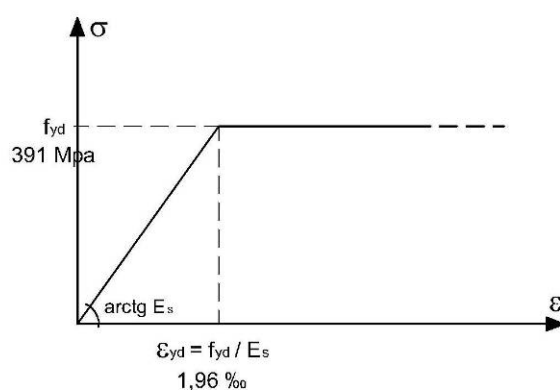
$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (4.1.6)$$

$$\boxed{f_{yd} = f_{yk} / 1,15 = 391} \quad \text{N/mm}^2$$

$\gamma_s = 1,15$ è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2), per armature da precompressione è la tensione convenzionale caratteristica di snervamento data, a seconda del tipo di prodotto, da f_{pyk} (barre), $f_{p(0,1)k}$ (fili), $f_{p(1)k}$ (trefoli e trecce); si veda in proposito la Tab. 11.3.VII.

Modulo Elastico: $\boxed{E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2 = 2\,000\,000 \text{ daN/cm}^2}$

4.1.2.1.2.2 **Diagrammi costitutivi acciaio**


(b) Elastico perfettamente plastico

SINTESI CALCESTRUZZO / ACCIAIO - (Resistenze in $N/mm^2 = Mpa$)

R_{ck}		Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
		Classe di resistenza		C16/20	C20/25	C25/30	C28/35	C32/40	C35/45	C40/50
f_{ck}		Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	16	20	25	28	32	35	40
f_{cm}	$f_{ck} + 8$	Resistenza cilindrica media	f_{cm}	24	28	33	36	40	43	48
f_{cd}	$0,85 f_{ck} / 1,5$	Resistenza di progetto a compressione	f_{cd}	9,07	11,33	14,17	15,87	18,13	19,83	22,67
f_{ctk}	$0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$	Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,33	1,55	1,80	1,94	2,12	2,25	2,46
f_{ctd}	$f_{ctk} / 1,5$	Resistenza di progetto a trazione	f_{ctd}	0,89	1,03	1,20	1,29	1,41	1,50	1,64
E_c	$22.000 \times [f_{cm}/10]^{0,3}$	Modulo elastico	E_c	28 608	29 962	31 476	32 308	33 346	34 077	35 220
v		Modulo di Poisson	v	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
f_{bd}	$1,5 f_{ctk}$	Resistenza di progetto all'aderenza	f_{bd}	2,00	2,32	2,69	2,90	3,18	3,37	3,68
R_{ck}	[daN/cm ²]	Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	200	250	300	350	400	450	500

ACCIAIO B450C			
f_{tk}		Resistenza caratteristica di rottura	540
f_{yk}		Resistenza caratteristica di snervamento	450
f_{yd}	$f_{yk} / 1,15$	Resistenza di calcolo	391
ϵ_{yd}	f_{yd} / E_s	Deformazione al limite elastico	0,00196
E_s		Modulo elastico	200 000

8. ANALISI DEI CARICHI

Nel progetto dell'opera si è tenuto conto dei seguenti carichi:

0. Peso proprio delle parti strutturali assumendo come peso specifico dell'acciaio il valore 7850 daN/m³ e del calcestruzzo armato 2500 daN/m³.
1. Carichi permanenti verticali.
2. Carichi accidentali (Vento).
3. Sisma.

L'analisi statica delle condizioni di carico a cui è sottoposta la struttura del palo è riportata per intero nella relativa relazione di calcolo di cui all'Autorizzazione **sismica n.**.

Per il calcolo della struttura di fondazione si sono considerate le seguenti caratteristiche di sollecitazione che vengono prodotte dal palo in testa al plinto e riportate nella relazione di analisi del palo metallico:

Valori caratteristici:

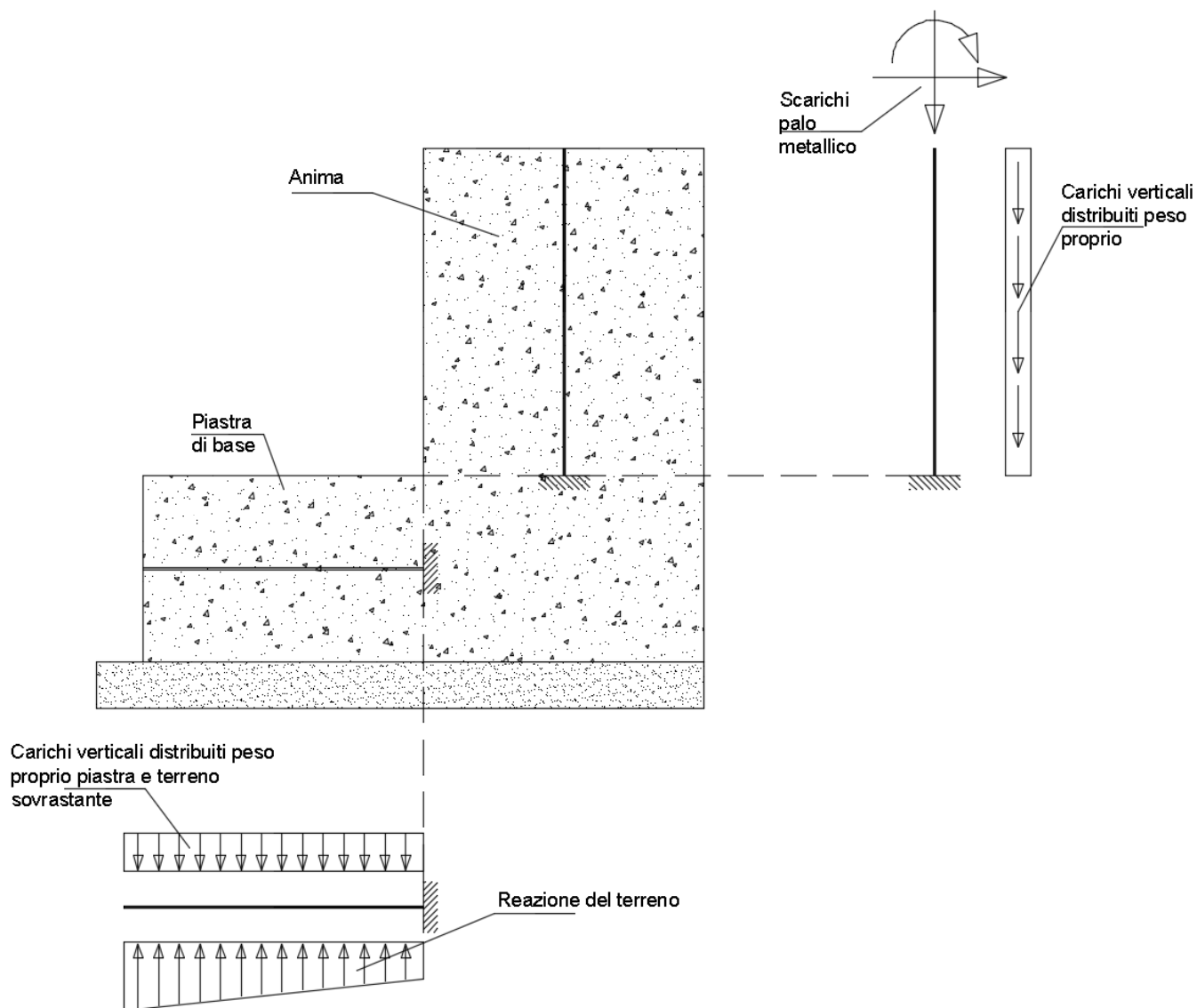
Forza assiale (dovuta ai pesi strutturali del palo e dei corpi illuminanti):	$N_{SK} = 120$ daN
Forza tagliante (prodotta dall'azione statica equivalente del vento):	$V_{SK} = 94,8$ daN
Momento flettente (prodotto dall'azione statica equivalente del vento):	$M_{SK} = 379$ daNm

Non viene considerata l'azione sismica in quanto la stessa produce sollecitazioni inferiori rispetto a quelle prodotte dal vento. Atteso che, ai sensi del D.M. 14/01/2008, le due sollecitazioni sono indipendenti e non contemporanee si considera la sola azione eolica.

9. MODELLI E CALCOLI DI VERIFICA

Ai fini delle verifiche geotecniche (Ribaltamento, Scorrimento, Carico limite) il plinto di fondazione è stato schematizzato come un blocco rigido tridimensionale.

Ai fini del dimensionamento strutturale delle sue parti costituenti si è provveduto a schematizzare la soletta di base come una trave incastrata in corrispondenza della sezione di attacco all'anima. Alla stessa maniera l'anima superiore è stata modellata come una trave incastrata in corrispondenza della sezione di attacco alla soletta di base.



Data la semplicità dei modelli oggetti di studio i calcoli di verifica sono stati condotti con l'ausilio fogli di calcolo tipo Excel la cui implementazione è stata testata da numerosi confronti con strutture di cui si conoscono i risultati.

I dati di input ed i risultati della verifica si desumono dai listati riportati nella Relazione di calcolo e nella Relazione geotecnica.

10. CONCLUSIONI

Alla luce delle risultanze del calcolo eseguito e sulla scorta delle ipotesi di base assunte può dirsi che le verifiche, riportate nella Relazione dei calcoli e nella Relazione Geotecnica e sulle Fondazioni, hanno

avuto esito positivo atteso che tutte le parti strutturali, per tutte le combinazioni di carico considerate, presentano valori delle Resistenze maggiori delle corrispondenti Sollecitazioni.

Pozzuoli, 29/12/2017

Il tecnico