# COMUNE DI RIVALTA DI TORINO

**REGIONE PIEMONTE**

# PROGETTO ESECUTIVO

## REALIZZAZIONE DI ROTATORIA IN CORRISPONDENZA DELL'INTERSEZIONE STRADALE VIA GIAVENO / VIA PIOSSASCO / VIA NENNI.

## RELAZIONE GEOTECNICA E RELAZIONE DI CALCOLO PLINTO DI FONDAZIONE PER ILLUMINAZIONE PUBBLICA

ALL. 3

| Rev. | Data | Descrizione | Redazione | Progettista : ing. Paolo Chiavassa |
|---|---|---|---|---|
| 00 | ottobre 2018 | prima redazione | p.c. | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |
| | | | | |

Dott. Ing. PAOLO CHIAVASSA n° 7406 W

| Scala: - | Nome file: 03_rel_geo_E570-02 | rif. 570-02 |
|---|---|---|

| Il Responsabile del Procedimento | Il Sindaco |
|---|---|
| | |

Via Cialdini, 13 - 10138 Torino
tel. 0114330885 fax.0117432050
e mail : pgt@pgttorino.eu pec: paolo.chiavassa@ingpec.eu

PGT Progettazioni Generali Torino

**COMUNE DI RIVALTA DI TORINO**

# REALIZZAZIONE DI ROTATORIA IN CORRISPONDENZA DELL'INTERSEZIONE STRADALE VIA GIAVENO / VIA PIOSSASCO / VIA NENNI

**PROGETTO ESECUTIVO**

# RELAZIONE GEOTECNICA E RELAZIONE DI CALCOLO PLINTO DI FONDAZIONE PER PUBBLICA ILLUMINAZIONE

ottobre 2018 – Rev. 0

# I N D I C E


| | | |
|---|---|---|
| **0** | **PREMESSA** | **1** |
| **1** | **INQUADRAMENTO GEOGRAFICO** | **1** |
| **2** | **INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO-GEOLOGICO** | **2** |
| **3** | **INQUADRAMENTO SISMICO** | **8** |
| **4** | **CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO** | **8** |
| **5** | **LIVELLO DI FALDA** | **8** |
| **6** | **PARAMETRI GEOTECNICI** | **10** |


## 0 PREMESSA

La presente relazione accompagna il Progetto Definitivo di
REALIZZAZIONE DI ROTATORIA IN CORRISPONDENZA DELL'INTERSEZIONE STRADALE VIA GIAVENO / VIA PIOSSASCO / VIA NENNI nel Comune di Rivalta di Torino.

Scopo della presente relazione è

- la definizione dell'assetto geologico-geomorfologico dell'area,
- verificare la presenza della falda idrica locale
- definire le caratteristiche geotecniche dei terreni

## 1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area interessata dai lavori è ubicata nella porzione del territorio Comunale posta a Sud del torrente Sangone, individuata nel cerchio in rosso nell'immagine sottostante.

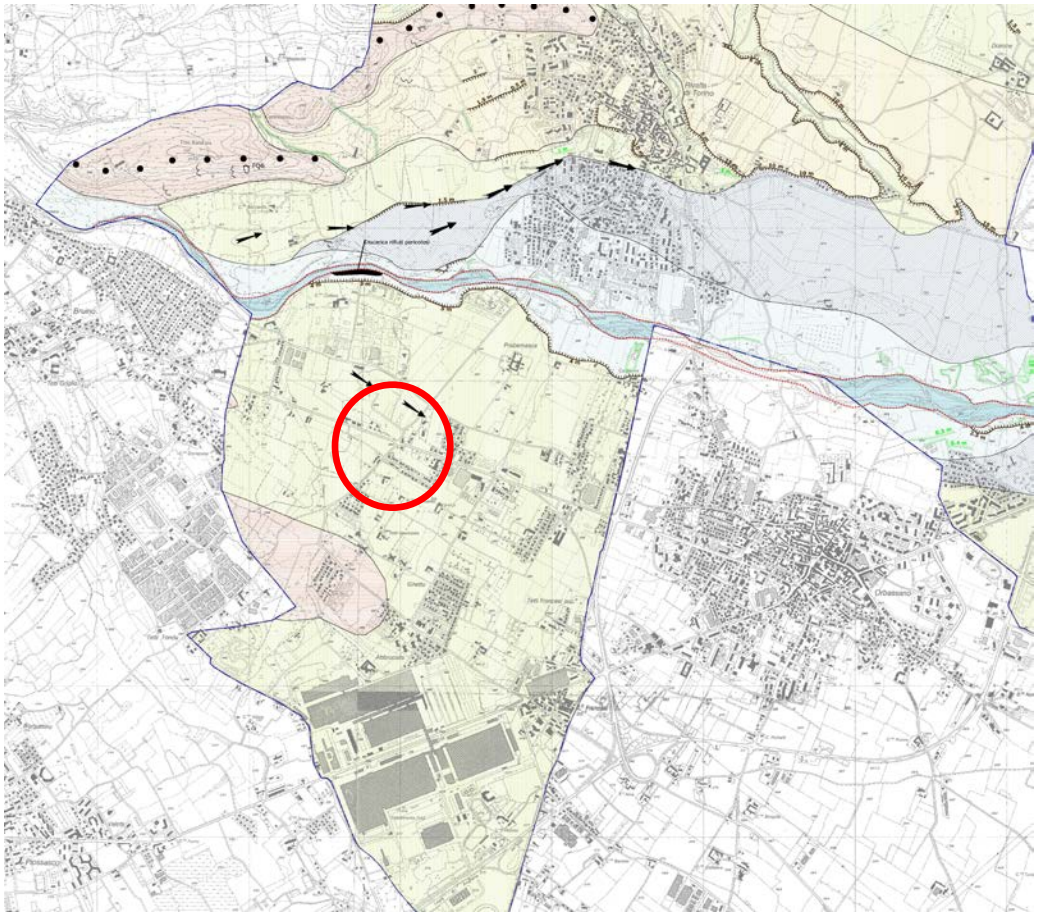
Da un punto di vista catastale, il terreno oggetto di intervento ricade in corrispondenza del Foglio di mappa n. 32, come individuato nell'allegato *11 COROGRAFIA – ESTRATTO P.R.G.C. – PLANIMETRIA CATASTALE*.

## 2 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO-GEOLOGICO

Da un punto di vista morfologico l'area si trova nella parte pianeggiante del territorio comunale, leggermente degradante verso la pianura torinese, avente una quota media di circa 270 m s.l.m..

La zona pianeggiante è costituita una serie di ripiani alluvionali terrazzati (corrispondenti ai Depositi Fluvioglaciali e Fluviali Mindel-Riss e ai Depositi Alluvionali postwurmiani-olocenici del F.56 Torino, della C.G.I.).

La morfologia attuale del territorio comunale di Rivalta è riconducibile sia alla dinamica glaciale che a quella fluviale. In particolare, l'idrografia principale è costituita dal T. Sangone che defluisce con direzione circa W-E. Sono inoltre presenti tutta una serie di canali artificiali e rii naturali che percorrono le aree comunali prevalentemente in sinistra Sangone e che costituiscono la rete idrografica secondaria.



*ESTRATTO DELLA  CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA*

# LEGENDA

Limite comunale

Alluvioni Recenti ed Attuali, ghiaiose, ghiaioso-sabbiose degli alvei attuali

Alluvioni Medio-Recenti prevalentemente ghiaiose con lenti sabbioso-argillose; terrazzate

Alluvioni Antiche sabbioso-ghiaiose, debolmente terrazzate sulle Alluvioni Medio-Recenti

Depositi Fluviali e Fluvioglaciali Rissiani, sabbioso-ghiaiosi, con paleosuolo rosso-bruno argillificato (spessore variabile, fino a un massimo di tre metri), sospesi sui depositi precedenti

Depositi Fluviali e Fluvioglaciali Mindelliani, sabbioso-ghiaiosi, con paleosuolo rossastro, molto argillificato (tipico ferretto), di potenza massima di 5-6 metri, formanti un alto terrazzo ondulato

Depositi Morenici Mindelliani a ciottoli, ghiaie, sabbie e limi, con paleosuolo rossastro completamente argillificato (tipico ferretto) di potenza massima di circa 5-6 metri

Depositi di origine eolica (loess) connessi alle fasi di ritiro glaciale; si presentano estesamente sviluppati sui depositi rissiani, mindeliani e wurmiani, con potenza da alcuni decimetri ad oltre 4 metri

Orli di incisione legati all'attività torrentizia lungo i rii minori

5 m

Orli di terrazzo alluvionale con indicazione dell'altezza media della scarpata

0.4 m

Scarpate di origine antropica con indicazione dell'altezza media della scarpata

Orli di scarpata delimitanti l'alveo del torrente Sangone (ricavati da foto aeree post-alluvione, effettuate nel 2000)

FQ6

Colamento veloce

FQ3

Scivolamento rotazionale

Fenomeno di scalzamento al piede di una scarpata

Cordoni morenici principali

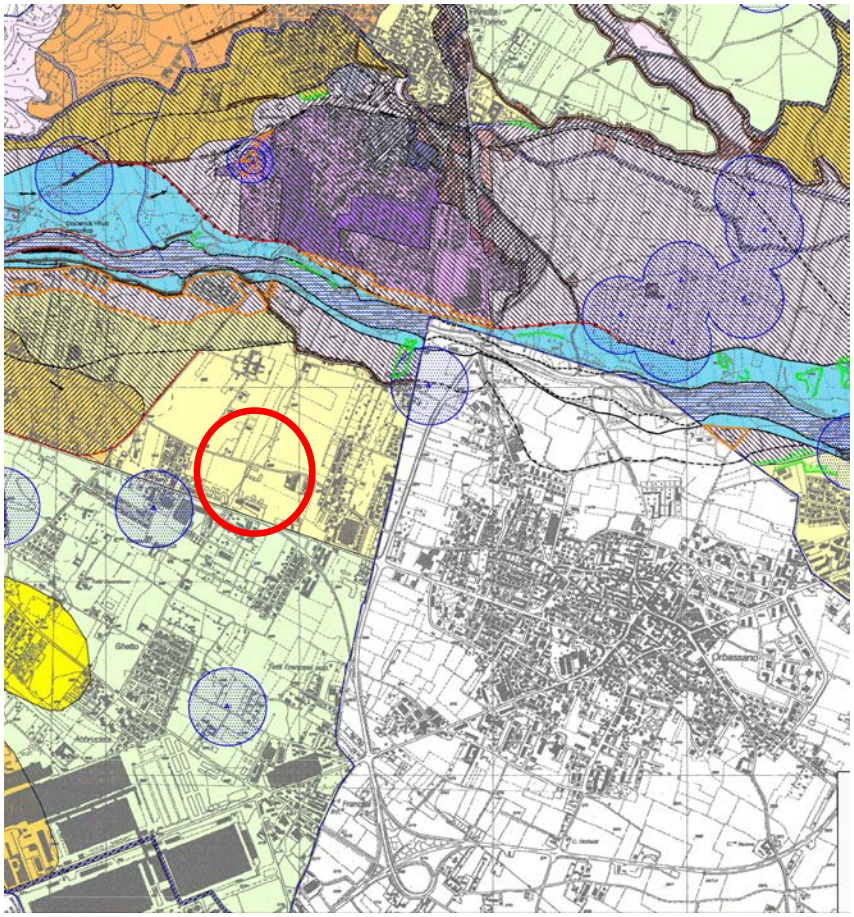
Ruscellamento diffuso associato localmente a fenomeni di erosione superficiale

Tracce di vecchi alvei

Depositi fluvioglaciali e fluviali Mindel-Rissiani

Si tratta di depositi alluvionali grossolani, prevalentemente ciottoloso-ghiaioso-sabbiosi con presenza, in superficie, di un paleosuolo abbondantemente argillificato, di colore da rosso-bruno per i depositi di età “Mindeliana”, a rosso-arancio per quelli di età “Rissiana”. Lo spessore di questo paleosuolo è variabile, ma può raggiungere una potenza massima di circa 4-5 metri nel caso dei materiali più antichi (di età mindeliana).

Questi depositi formano una serie di ripiani ondulati sospesi sui sistemi alluvionali più recenti; in superficie possono essere ricoperti da materiali di origine eolica (loess), costituiti da depositi a grana molto fine, aventi una potenza variabile da pochi decimetri ad oltre 4 metri.



*ESTRATTO DELLA CARTA DI SINTESI DELLE AREE A DIVERSA PERICOLOSITA' GEOLOGICA E DELL'IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA*

# LEGENDA

Limite comunale

Rete idrografica secondaria

CLASSE I

Classe I: Sono consentiti interventi sia pubblici sia privati. Lo studio geologico e geotecnico richiesto dal DM 14-01-08 deve accertare l'eventuale presenza a scala locale di elementi di pericolosità geologica, nonchè individuare le eventuali soluzioni tecniche di mitigazione che devono essere esplicitate in ambito di progetto esecutivo.

CLASSE II

Sottoclasse IIa: Ambiti collinari con limitazioni riconducibili ad un grado di acclività medio. Per queste aree devono essere verificate le condizioni di stabilità locale, la modalità di smaltimento delle acque meteoriche e le caratteristiche geotecniche dei materiali di fondazione.

Sottoclasse IIb: Ambiti di pianura generalmente privi di significativi elementi di pericolosità geomorfologica. Le nuove abitazioni previste in tali ambiti dovranno essere precedute da studio geologico-geomorfologico e geotecnico di dettaglio. Per le aree in destra Sangone andranno inoltre evidenziate alla scala locale le eventuali situazioni di ristagno idrico superficiale per effetto dell'attività irrigua e di fenomeni alluvionali caratterizzati da corrente con bassa velocità e ridotti battenti.

Sottoclasse IIc: Ambiti di pianura con limitazioni riconducibili a fenomeni di allagamento per opera del reticolato idrografico secondario. In tali aree i nuovi edifici andranno realizzati in rilevato con la quota zero di progetto pari a +0.50 m. Tale prescrizione cadrà quando saranno realizzate indagini idrauliche approfondite.

Sottoclasse IId: Ambiti di pianura con limitazioni riconducibili a fenomeni di difficoltà di drenaggio delle acque sotterranee, legate alla natura dei materiali del sottosuolo. In queste aree andranno individuati opportuni accorgimenti tecnici a protezione degli interrati ed andranno verificate le caratteristiche geotecniche dei materiali di fondazione.

CLASSE III

Sottoclasse IIIa

$IIIa_1$: Aree inedificate in cui è preclusa ogni nuova edificazione. Per gli edifici isolati eventualmente presenti sono possibili interventi di manutenzione, ristrutturazione, risanamento e adeguamento igienico-funzionale. In tali aree ricadono ambiti collinari ad acclività medio-elevata, aree di pianura esterne alla fascia B del PAI, fasce di rispetto delle scarpate e dei corsi d'acqua secondari.

$IIIa_2$: Aree inedificate ricadenti nella fascia B del PAI regolate dall'art. 39 delle Norme di attuazione del PAI.

$IIIa_3$: Aree inedificate ricadenti nella fascia A del PAI regolate dall'art. 39 delle Norme di attuazione del PAI.

Sottoclasse $IIIb_2$

$IIIb_2$ A: Aree edificate ricadenti nel concentrico, nelle quali sono possibili nuovi interventi edificatori senza limitazioni, in quanto protette dalle opere di sistemazione lungo il T. Sangone già realizzate ed esterne sia alle aree di competenza del Rio Garosso di Rivalta, sia alle aree idraulicamente vulnerabili, così come risulta dagli approfondimenti idraulici.

Per le seguenti sottoclassi (da $IIIb_2$B a $IIIb_2$F) si precisa quanto segue:

- in assenza degli interventi di riassetto territoriale e relativo collaudo saranno consentiti interventi di manutenzione, ristrutturazione, risanamento e adeguamento igienico-funzionale che non implichino un aumento del carico antropico (art. 7.3 della NTE/99 alla Circ. 7/Lap/96). Sarà preclusa la realizzazione di nuovi interrati; per eventuali ampliamenti di interrati esistenti sarà necessario adottare soluzioni tecniche a protezione degli stessi a livello di progetto, sottoscrivendo un atto liberatorio nei confronti della pubblica amministrazione in ordine ad eventuali danni conseguenti a fenomeni di allagamento;
- dopo la realizzazione ed il collaudo degli interventi di riassetto territoriale potranno essere consentite nuove edificazioni ma con specifiche **prescrizioni** tecniche, finalizzate alla riduzione del rischio. Date le caratteristiche dei luoghi e dei fattori che ne determinano la pericolosità, riconducibili al fatto che sì presenti ruscellamento lungo le strade, andrà richiesto, alla scala del singolo lotto oggetto di intervento, l'eliminazione delle aree depresse rispetto alla quota della rete stradale circostante, ottenibile sopraelevando la porzione di terreno in oggetto. La caratterizzazione geometrica dei luoghi dovrà risultare da planimetria e sezioni a scala idonea, estesa all'intorno del lotto di interesse fino a comprendere la rete stradale, espressa in quote assolute riferite a caposaldi forniti dal Comune. Dovranno essere eliminate le aperture a livello del piano stradale. Accessi diretti, bocche di aerazione di locali interrati, finestrature, ecc. dovranno essere posti a non meno di 0.5 m rispetto alla quota media del piano stradale. L'accesso diretto ad eventuali locali interrati dovrà essere sopraelevato rispetto al piano stradale mediante la realizzazione di cordoli o controllato mediante l'installazione di chiusure a tenuta fino all'altezza di 0.5 m rispetto alla quota media del piano stradale.

*Per le sottoclassi $IIIb_2$D, $IIIb_2$E, $IIIb_2$F, $IIIb_3$ e $IIIb_4$ "sarà preclusa le relizzazione degli interrati".*

$IIIb_2$ B1: Aree edificate ricadenti nel concentrico, nelle quali sono possibili nuovi interventi edificatori con prescrizioni a seguito della realizzazione dell'Intervento n. 6 "Canale scolmatore della Bealera Comunale" (Intervento n. 6: opera realizzata dopo l'evento del 1994 - cf. Elaborato H6-1).

$IIIb_2$ B2: Aree edificate ricadenti nel concentrico, nelle quali sono possibili nuovi interventi edificatori con prescrizioni a seguito della realizzazione dell'Intervento n. 17 "demolizione del vecchio ponte su Via Piossasco" (Intervento n. 17: opera realizzata dopo l'evento del 2000 - cf. Elaborato H6-1).

$IIIb_2$ B3: Aree edificate ricadenti nel concentrico, nelle quali sono possibili nuovi interventi ed n. 16 "demo "realizzazion 17 e 15: opere realizzate dopo l'evento del 2000 - cf. Elaborato H6-1). *sottoclasse soppressa dalle modificazioni introdotte ex-officio dalla D.G.R. 62-2471 del 27/07/11.*

$IIIb_2$ C: Aree edificate ricadenti in sponda destra del Sangone, la cui edificabilità è subordianta all'esecuzione dell'Intervento n. 27 "ricalibratura dell'alveo o all'argine in destra Sangone" (Intervento n. 27: opera proposta - cf. Elaborato H6-1). Anche dopo la realizzazione delle opere, i nuovi interventi edificatori dovranno rispettare le suddette prescrizioni.

$IIIb_2$ D: Aree edificate ricadenti nel concentrico, la cui edificabilità è subordinata alla realizzazione dell'Intervento n. 6 "Canale scolmatore della Bealera Comunale" e dell'Intervento n. 18 "miglioramento della rete fognaria bianca" (Interventi n. 6: opera già realizzata dopo l'evento del 1994; Intervento n. 18: opera in corso di realizzazione - c.f. Elaborato H6-1). Anche dopo la realizzazione delle opere, i nuovi interventi edificatori dovranno rispettare le suddette prescrizioni.

$IIIb_2$ E: Aree edificate ricadenti nel concentrico, la cui edificabilità è subordinata alla realizzazione dell'Intervento n. 6 "Canale scolmatore della Bealera Comunale", dell'Intervento n. 18 "miglioramento della rete fognaria bianca" e dell'Intervento n. 28 "separazione dei recapiti delle acque bianche" (Intervento n. 6: opera già realizzata dopo l'evento del 1994; Intervento n. 18: opera in corso di realizzazione; Intervento n. 28: opera proposta - c.f. Elaborato H6-1). Anche dopo la realizzazione delle opere, i nuovi interventi edificatori dovranno rispettare le suddette prescrizioni.

$IIIb_2$ F: Aree edificate ricadenti nel concentrico, la cui edificabilità è subordinata alla realizzazione dell'Intervento n. 25 "bacino di laminazione per il Rio Garosso" (Intervento n. 25: opera proposta - cf. Elaborato H6-1). Anche dopo la realizzazione delle opere, i nuovi interventi edificatori dovranno rispettare le suddette prescrizioni.

$IIIb_2$ G: Aree edificate ricadenti in sponda destra del Sangone, la cui edificabilità è subordinata all'esecuzione dell'Intervento n. 4 "sistemazione idraulica e rimozione depositi in area golenale" e dell'Intervento n. 16 "ricalibratura, difesa di sponda e intervento sulla vegetazione" (Intervento n. 4: opera già realizzata dopo l'evento del 1994 e del 2000; Intervento n. 16: opera proposta - cf. Elaborato H6-1).

Sottoclasse $IIIb_3$

$IIIb_3$: Aree edificate nelle quali a seguito delle opere di riassetto territoriale sarà possibile solo un modesto incremento del carico antropico (art. 7.3 della NTE alla Circ. 7/Lap del 96). Da escludersi nuove unità abitative e completamenti. Alle stesse prescrizioni d'uso edilizio vengono ricondotte le aree edificate ricadenti nelle fasce di rispetto di corsi d'acqua secondari o scarpate (campitura piena).

Sottoclasse $IIIb_4$

$IIIb_4$: Aree edificate ricadenti nella fascia B del PAI, soggette ai contenuti dell'art. 39 delle Norme di Attuazione del PAI.

Modifiche introdotte "ex-officio" dalla D.G.R. n. 62-2471 del 27/07/11 (Allegato A).

***La prente legenda va integrata con i paragrafi 7 e 8 dell'Elaborato G1 e con l'Elaborato 6.***

Da un punto di vista della categoria d'uso del suolo, l'area ricade in classe II – sottoclasse II b.

## 3 INQUADRAMENTO SISMICO

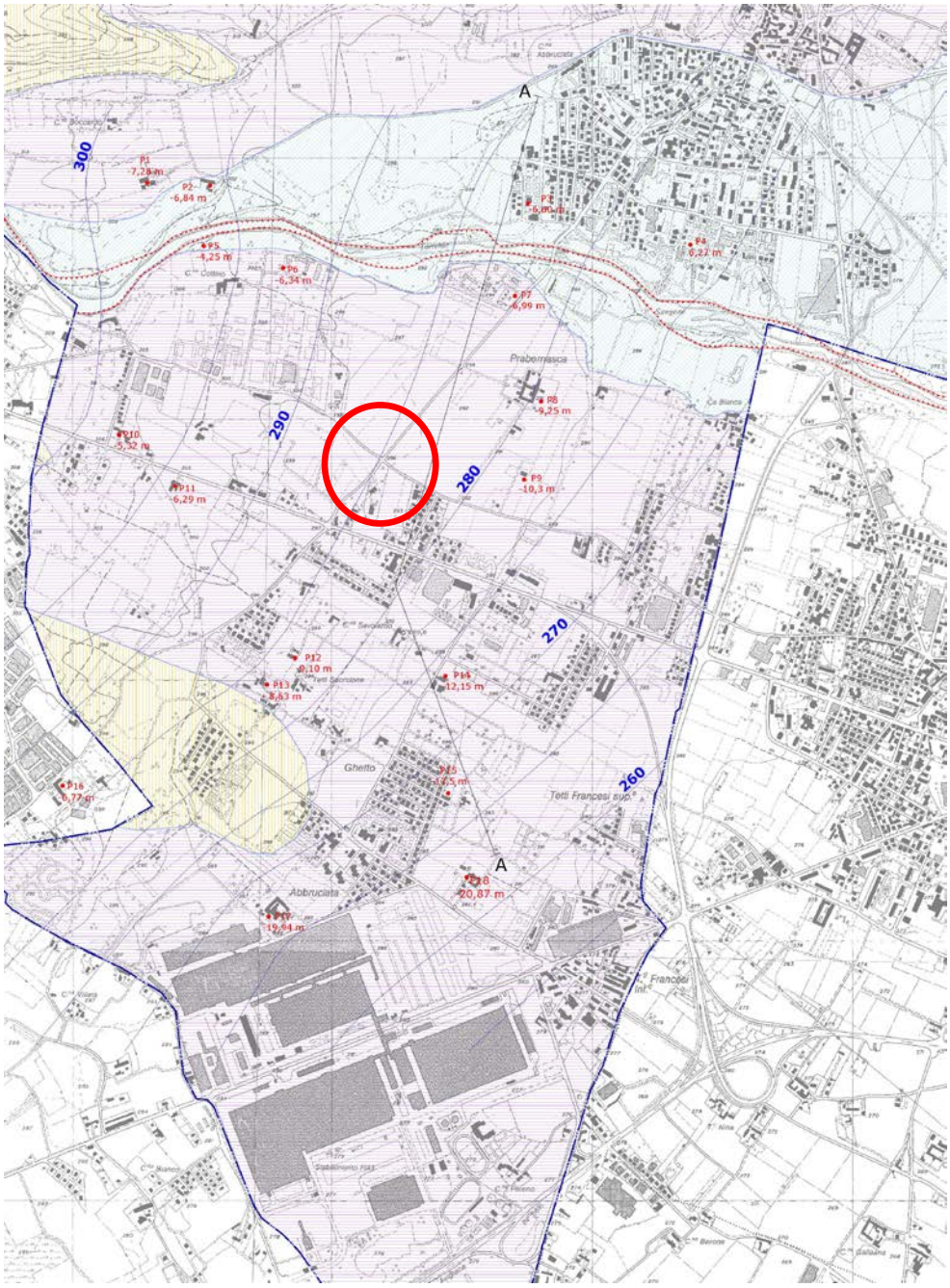
Nell'ambito della riclassificazione sismica del territorio nazionale, secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recepita con Deliberazione della Giunta Regionale n. 61-11017 del 17 novembre 2003 e recentemente modificata con Deliberazione della Giunta Regionale n. 11-13058 del 19 gennaio 2010, il territorio comunale di Rivalta di Torino è classificato nell'ambito della zona 3.
Le coordinate geografiche del sito di intervento sono:
LAT : 45,013782 N
LONG : 7,501917 E

## 4 CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO

In relazione ai parametri per la classificazione del sottosuolo, in base alle conoscenze ed alla analisi visiva dei terreni affioranti in sito, si ritiene che il terreno in sito sia classificabile come C – depostiti di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m.

## 5 LIVELLO DI FALDA

In corrispondenza al sito in esame la quota piezometrica della falda superficiale si attesta a 285 m. slm., mentre la quota del piano di campagna è a m. 294.00 circa: pertanto la falda superficiale di attesta a circa 9.00 m. di profondità da quest'ultimo.




*ESTRATTO DELLA CARTA IDROGEOLOGICA CON SCHEMA PIEZOMETRICO DELLA FALDA IDRICA SUPERFICIALE*

## 6 PARAMETRI GEOTECNICI

Premesso che non si prevede la realizzazione di scavi profondi nè di opere che comportino una rilevante interazione con il terreno (si realizzeranno plinti di fondazione per i pali di illuminazione in progetto, con dimensioni previste di m.1.00*1.20*1.00 h. ed rilevato che costituisce l'ampliamento per la nuova sede stradale che avrà un angolo di scarpa non superiore a 25°), si considera il terreno esistente con angolo di attrito interno pari a 30°, peso di volume pari a 1,7 t/mc, modulo elastico E pari a 240 Kg/cmq.

## 7 DESCRIZIONE

Le verifiche di seguito riportate riguardano un palo a sbraccio in acciaio di sezione tubolare variabile, di altezza complessiva, dal piano di fondazione, di 8,00 m e il relativo plinto di fondazione; la sezione trasversale alla base ha diametro esterno pari a circa 15,80 cm., mentre in sommità è di 6,00 cm. Lo spessore delle pareti è di 4 mm. In sommità il palo presenta un'armatura del peso di circa 14 kg. La struttura di fondazione è un plinto in c.a. di forma cubica ossia a base rettangolare di lato 1,00*1.20 m ed altezza pari a 1,00 m.

## 8 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tale struttura è stata dimensionata secondo quanto stabilito dal D.M. 14/01/2008 "Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni" e dalla Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617 C.S.LL.PP. "Circolare esplicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni"; per il calcolo dell'azione del vento è stato fatto riferimento alla CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

## 9 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

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

LEGANTI: Idraulici, previsti dalla Legge 26/05/1965, n. 595 e norme armonizzate della serie EN 197

AGGREGATI: Conformi alla parte armonizzata della norma europea UNI EN 12620

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

ACQUA: Conforme alla norma UNI EN 1008

ACCIAIO PER ARMATURA: B450C

ACCIAIO PER PALO: S275 J0

Il conglomerato cementizio da impiegarsi nelle strutture dei lavori in epigrafe sarà dosato in modo tale da garantire una classe C25/30. 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.14/01/2008.

# 1 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
Di seguito si riportano in dettaglio le azioni considerate.

**Carichi permanenti**

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

**Azione del vento**

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 CNR-DT207/2008 "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 (vb) in funzione della posizione geografica e dell'altitudine sul livello del mare del sito di costruzione. In particolare, il sito ricade in zona 1 ed ha un'altitudine di 300 m s.l.m.
Successivamente, è stata definita la velocità di riferimento di progetto per un tempo di ritorno di 100 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:**

| | | | |
|---|---|---|---|
| Altitudine del sito | $a_s$ = | 300 | m |
| Altezza massima della costruzione | z= | 9.00 | m |
| Lunghezza del palo (fuori terra) | L= | 9.00 | m |
| Zona | Piemont | Zona 1 | |
| Velocità base di riferimento s.l.m. | $v_{b,0}$= | 25 | m/s |
| Parametro Tab. 3.I | $a_0$= | 1000 | m |
| Parametro Tab. 3.I | $k_a$= | 0,010 | $s^{-1}$ |
| Coefficiente di altitudine | $c_a$= | 1 | |
| Velocità base di riferimento (TR=50 anni) | $v_b=c_a*v_{b,0}$= | 25 | m/s |
| Classe di rugosità del terreno (Tab. 3.III) | | B | |
| Distanza dalla costa | | >30 | km |
| Categoria di esposizione del sito (Fig.3.3) | | VI | |
| Coefficiente Tab. 3.III | $k_r$= | 0,23 | |
| Coefficiente Tab. 3.III | $z_0$= | 0,70 | m |
| Coefficiente Tab. 3.III | $z_{min}$= | 12 | m |
| Coefficiente di topografia | $c_t$= | 1 | |
| Coefficiente di esposizione | $c_e$= | 1.479 | |
| Coefficiente aerodinamico | $c_p$= | 0.90 | |

**Pressione cinetica di picco** $q_p=(1/2)*\rho*v_b^2*c_e*c_p=$ **624.00 N/m$^2$**
**62,40 Kg/m$^2$**

*Valutazione dell'azione concentrata del vento sulla sommità del palo*

La forza concentrata esercitata dal vento sulla sommità del palo può essere calcolata mediante la
relazione seguente (par. 3.3.3 della norma di riferimento):

$$F_X = q_p(\bar{z}) \cdot L^2 \cdot c_{FX}$$

in cui:
qp è la pressione cinetica di picco del vento;

$\bar{z}$ è l' altezza di riferimento associata al coefficiente di forza;
L è la lunghezza di riferimento su cui agisce la pressione del vento;
$C_{FX}$ è il coefficiente di forza secondo la direzione X.
L'area di riferimento L2 è stata assunta pari alla proiezione sul piano verticale dell'apparecchio di illuminazione posto sulla sommità del palo.
Il coefficiente di forza è stato valutato in via approssimata in maniera analoga al caso delle insegne (par. G.7 dell'Allegato G alla norma di riferimento). Di conseguenza, si è assunto un coefficiente di forza pari a 1,8.

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

**DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO SUL FARO:**

in corrispondenza del faro l'azione del vento può essere schematizzata come una forza puntuale. Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.7

| | | |
|---|---|---|
| Coefficiente di forza | $c_{FX}$ = | 1.8 |
| Larghezza del faro | b= | 0.20 m |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Spessore del faro | L= | 0.50 | m |
| Area di riferimento | A=b*s= | 0.10 | $m^2$ |
| **Forza puntuale del vento** | **$F_X$=2*$q_p$*$c_{FX}$*A=** | **224,46** | **N** |
| | | **22,45** | **kg** |

*Valutazione dell'azione distribuita del vento lungo lo sviluppo del palo*

La forza distribuita esercitata dal vento lungo lo sviluppo del palo può essere calcolata mediante la relazione seguente (par. 3.3.4 della norma di riferimento):

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

in cui:

qp e la pressione cinetica di picco del vento; z è la quota sul suolo;

l è la dimensione di riferimento associata al coefficiente di forza;

$C_{FX}$ è il coefficiente di forza.

Per la valutazione del coefficiente di forza e della dimensione di riferimento ad esso associata si è fatto riferimento al caso di elementi strutturali allungati a sezione circolare (par. G.10 dell'Allegato G alla norma di riferimento).

Si riporta di seguito il dettaglio del calcolo:

**DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO LUNGO LO SVILUPPO DEL PALO**

Lungo lo sviluppo del palo l'azione del vento può essere schematizzata come una forza per unità di lunghezza.Per il calcolo del coefficiente di forza si fa riferimento al punto G.10.6

| | | | |
|---|---|---|---|
| Diametro del palo (medio) | d= | 0.109 | m |
| Dimensione di riferimento | l=d= | 0.109 | m |
| Coefficiente di profilo medio del vento | | 0.99 | |
| Velocità media del vento | $V_m=c_m*v_b=$ | 26.73 | m/s |
| Viscosità cinematica dell'aria | ν= | 0.000015 | $m^2/s$ |
| Numero di Reynolds | $Re=l*v_m/\nu=$ | 194238 | |
| Scabrezza della superficie (Tab.G.XVII) | k= | 0.20 | mm |
| Parametro | k/d= | 0.0018 | |
| Coefficiente di forza ideale (curva A) | $c_{fx0,A}=$ | 1.0913 | |
| Coefficiente di forza ideale (curva B) | $C_{fx0,B}=$ | 0.7610 | |
| Coefficiente di forza ideale (Fig.G.51) | $C_{fx0}=c_{fx0,B}=$ | 0.7610 | km |
| Snellezza effettiva (Tab.G.XIX) | λ= | 82.57 | |
| Coefficiente di snellezza (Formule G.23) | $\Psi_\lambda=$ | 0.9292 | |
| Coefficiente di forza | $c_{fx}=c_{fx,0}*\Psi_\lambda=$ | 0,7071 | m |
| **Forza del vento per unità di lunghezza** | $\mathbf{f_x=q_p*c_{fx}*l=}$ | **48,00** | **N/m** |
| | | **4,80** | **kg/m** |

NOTA: per il calcolo della velocità media del vento e del numero di Reynolds si è fatto riferimento
rispettivamente ai paragrafi 3.2.5 e 3.3.7 della norma di riferimento.

## *1.1 AZIONE SISMICA*

### PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è una struttura ordinaria quindi si assume VN≥50 anni. La costruzione in oggetto è una struttura di "Classe III", così definita:

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.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento $V_R$ che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU :

$$V_R=V_N*C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso CU è definito al variare della classe d'uso. Si ottiene quindi:

$VR=V_N*C_U=50*1,5=75$ anni

**AZIONE SISMICA**

L'azione sismica sul palo di illuminazione è stata considerata mediante l'applicazione di una forza statica equivalente alla forza indotta dall'azione sismica, in sommità del palo.

Il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame, T1, è stato valutato utilizzando la seguente formula:

$$T_1=C_1*H^{3/4}$$

dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C1 è pari a 0,050 nel caso in esame.

L'entità della forza si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T1 e la sua distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare in sommità del palo è pari a:

$$Fh=Sd(T1)*W*\lambda/g$$

dove Sd(T1) è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, W è il peso complessivo della struttura, λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame, e g è l'accelerazione di gravità.

Nel caso in esame è stato considerato lo stato limite SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita). Ai fini della definizione della azione sismica di progetto, deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, mediante studi specifici di risposta sismica locale.

Si è assunto un suolo di fondazione appartenente alla categoria B e dato che il palo dell'illuminazione si trova in zona pianeggiante, ricade nella categoria T1.

Per la determinazione dell'azione ricavano, per lo stato limite SLV, i seguenti parametri:

**Sito in esame.**

**latitudine: 45,020557**

**longitudine:** **7,513422**
**Classe:** **2**
**Vita nominale:** **50**

**Siti di riferimento**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Sito 1** | **ID: 13790** | **Lat: 45,0343** | **Lon: 7,4777** | **Distanza: 3195,696** |
| **Sito 2** | **ID: 13791** | **Lat: 45,0379** | **Lon: 7,5482** | **Distanza: 3343,997** |
| **Sito 3** | **ID: 14013** | **Lat: 44,9880** | **Lon: 7,5532** | **Distanza: 4786,967** |
| **Sito 4** | **ID: 14012** | **Lat: 44,9845** | **Lon: 7,4828** | **Distanza: 4680,387** |

**Parametri sismici**

**Categoria sottosuolo:** **C**
**Categoria topografica:** **T1**
**Periodo di riferimento:** **50anni**
**Coefficiente cu:** **1**

**Operatività (SLO):**
**Probabilità di superamento:** **81** **%**
**Tr:** **30** **[anni]**
**ag:** **0,029 g**
**Fo:** **2,490**
**Tc*:** **0,197** **[s]**

**Danno (SLD):**
**Probabilità di superamento:** **63** **%**
**Tr:** **50** **[anni]**
**ag:** **0,036 g**
**Fo:** **2,552**
**Tc*:** **0,211** **[s]**

**Salvaguardia della vita (SLV):**
**Probabilità di superamento:** **10** **%**
**Tr:** **475** **[anni]**
**ag:** **0,081 g**
**Fo:** **2,621**
**Tc*:** **0,268** **[s]**

**Prevenzione dal collasso (SLC):**
**Probabilità di superamento:** **5** **%**
**Tr:** **975** **[anni]**
**ag:** **0,101 g**
**Fo:** **2,625**
**Tc*:** **0,278** **[s]**

**Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2008**

**SLO:**

| | |
|---|---|
| **Ss:** | **1,500** |
| **Cc:** | **1,790** |
| **St:** | **1,000** |
| **Kh:** | **0,008** |
| **Kv:** | **0,004** |
| **Amax:** | **0,429** |
| **Beta:** | **0,180** |

**SLD:**

| | |
|---|---|
| **Ss:** | **1,500** |
| **Cc:** | **1,750** |
| **St:** | **1,000** |
| **Kh:** | **0,010** |
| **Kv:** | **0,005** |
| **Amax:** | **0,533** |
| **Beta:** | **0,180** |

**SLV:**

| | |
|---|---|
| **Ss:** | **1,500** |
| **Cc:** | **1,620** |
| **St:** | **1,000** |
| **Kh:** | **0,022** |
| **Kv:** | **0,011** |
| **Amax:** | **1,187** |
| **Beta:** | **0,180** |

**SLC:**

| | |
|---|---|
| **Ss:** | **1,500** |
| **Cc:** | **1,600** |
| **St:** | **1,000** |
| **Kh:** | **0,036** |
| **Kv:** | **0,018** |
| **Amax:** | **1,487** |
| **Beta:** | **0,240** |

| | |
|---|---|
| W= | 102 kg |
| λ= | 1.00 |
| **$F_h=S_d(T_1)*W*\lambda/g=$** | **15,59 kg** |

## 2 VERIFICHE DI SICUREZZA

Lo schema di calcolo adottato per la valutazione delle sollecitazioni è quello di una mensola, di lunghezza pari a 8,00 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.

### *2.1 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. 14/01/2008.***AZIONI DI CALCOLO:***

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

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

dove:

*G1* rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

*G2* rappresenta il valore caratteristico del peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

*P* rappresenta il valore di pretensione;

*Qk1* rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile dominante di ogni combinazione;

*Qki* rappresenta il valori caratteristico della *i*-esima azione variabile;

*γG1 , γG2 ,γQi* e *γP* 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 (EQU)
- verifica a scorrimento (GEO)

- verifica di capacita portante del terreno (GEO)
Nelle verifiche strutturali le azioni sono state moltiplicate per i coefficienti parziali di tipo STR.

Per la verifica a ribaltamento (Stato Limite di Equilibrio come corpo rigido), il momento ribaltante e quello stabilizzante sono stati calcolati sulla base dei carichi agenti moltiplicati per i coefficienti parziali di tipo EQU.

Le verifiche a scorrimento e di capacita portante (verifiche di tipo Geotecnico) sono state condotte

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= | 8.00 | m |
| Diametro di base del palo | D= | 15.80 | cm |
| Spessore sezione trasversale | t= | 4.00 | mm |
| Tensione di snervamento acciaio S275 J0 | $f_y$= | 2750.00 | kg/cm$^2$ |

• *Verifica a flessione*

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Parametro sezione trasversale | D/t= | 39.50 | | |
| Parametro resistenza | $\varepsilon=(235/f_{yk})^{1/2}$= | 0.924 | | |
| Classe sezione trasversale | = | I | (D/t≤50*ε^2=42.69) | |
| Coefficiente STR carichi accidentali | $\gamma_Q$= | 1.50 | (sfavorevoli) | |
| Momento massimo dovuto a $f_x$ | $M_f=\gamma_Q*f_x*L^2/2$= | 230.4 | kgm | |
| Momento massimo dovuto a $F_x$ | $M_F=\gamma_Q*F_x*L$= | 269,40 | kgm | |
| Coeff. parz. di sicurezza per la resistenza | $\gamma_{M0}$= | 1.05 | | |
| Modulo di resistenza plastico | $W_{pl}=(D^3-(D-2*t)^3)/6$= | 48.67 | cm$^3$ | |
| **Momento resistente di progetto** | **$M_{c,Rd}=(W_{pl}*f_y)/\gamma_{M0}$=** | **1274.69** | **kgm** | **VERIFICATO** |
| **Momento sollecitante alla base del palo** | **$M_{Sd}=M_f+M_F$=** | **856.71** | **kgm** | |

*2) PLINTO DI FONDAZIONE*

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

| | | |
|---|---|---|
| Altezza del plinto | h= | 100 cm |
| Base del plinto | b= | 100 cm |
| Base del plinto | a= | 120 cm |
| Peso specifico cls | $\gamma_{cls}$= | 2500 kg/m$^3$ |
| Peso del palo (solo fusto) | $N_p$= | 74 kg |
| Peso dello sbraccio | $N_s$= | 14 kg |
| Peso del faro | $N_{faro}$= | 14 kg |
| Altezza palo | L= | 8.00 m |

• *Verifica al ribaltamento*

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

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. Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere: $M_S/M_R \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Coefficiente EQU carichi permanenti | $\gamma_G$= | 0.90 | (favorevoli) | |
| Coefficiente EQU carichi accidentali | $\gamma_Q$= | 1.50 | (sfavorevoli) | |
| Momento massimo dovuto a $f_x$ | $M_f=\gamma_Q*f_x*L^2/2$= | 230.4 | kgm | |
| Momento massimo dovuto a $F_x$ | $M_F=\gamma_Q*F_x*L$= | 269,40 | kgm | |
| Taglio massimo dovuto a $f_x$ | $T_f=\gamma_Q*f_x*L$= | 57,60 | kg | |
| Taglio massimo dovuto a $F_x$ | $T_F=\gamma_Q*F_x$= | 33.67 | kg | |
| Peso del palo (solo fusto) | $N_p=\gamma_G*N_p$= | 66.60 | kg | |
| Peso dello sbraccio | $N_s=\gamma_G*N_s$= | 12.60 | kg | |
| Peso del faro | $N_{faro}=\gamma_G*N_{faro}$= | 12.60 | kg | |
| Peso del plinto | $P=\gamma_G*\gamma_{cls}*V_{plinto}$= | 2625.00 | kg | |
| Momento alla base del palo | $M_{Sd}=M_f+M_F$= | 499.80 | kgm | |
| Taglio alla base del palo | $T_{Sd}=T_f+T_F$= | 91.27 | kg | |
| Compressione alla base del palo | $N_{pl}=N_p+N_s+N_{faro}$= | 91.80 | kg | |
| **Momento stabilizzante** | **$M_S=(N_p+P)*b/2$=** | **1358.40** | **kgm** | **VERIFICATO** |
| **Momento ribaltante** | **$M_R=M_{Sd}+T_{Sd}*h$=** | **591.07** | **kgm** | |

• *Verifica allo scorrimento*

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

Si calcolano la forza di scorrimento, *Fscorr*, dovuta all'azione del vento, e la forza stabilizzante, *Fstab*, dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a:

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

Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$ Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Coefficiente A1 carichi permanenti | $\gamma_G$= | 1.00 (favorevoli) | |
| Coefficiente A2 carichi accidentali | $\gamma_Q$= | 1.50 (sfavorevoli) | |
| Coefficiente M1 parametri geotecnici | $\gamma_{\phi'}$= | 1.00 | |
| Coefficiente R3 scorrimento | $\gamma_R$= | 1.10 | |
| Taglio massimo dovuto a fx | $T_f=\gamma_Q*f_x*L$= | 57,6 kg | |
| Taglio massimo dovuto a Fx | $T_F=\gamma_Q*Fx$= | 33.6 kg | |
| Peso del palo (solo fusto) | $N_p=\gamma_G*N_p$= | 74.00 kg | |
| Peso dello sbraccio | $N_s=\gamma_G*N_s$= | 14.00 kg | |
| Peso del faro | $N_{faro}=\gamma_G*N_{faro}$= | 14.00 kg | |
| Peso del plinto | $P=\gamma_G*\gamma_{cls}*V_{plinto}$= | 2625.00 kg | |
| Angolo di attrito terreno-cls | $\delta$=2/3*$\phi'$= | 20.00 ° | |
| **Forza resistente** | **$F_R=(N_p+N_s+N_{faro}+P)*tan(\delta/\gamma_{\phi'})/\gamma_R$=** | **992.54 kg** | **VERIFICATO** |
| **Forza di scorrimento** | **$F_s=T_f+T_F$=** | **91.20 kg** | |

- *Verifica della capacità portante*

In riferimento alla relazione geotecnica sopra riportata , si è ipotizzato un terreno di fondazione caratterizzato dai seguenti parametri:

| | | |
|---|---|---|
| Categoria suolo di fondazione | | C |
| Peso specifico | $\gamma$= | 1700.00 kg/m$^3$ |
| Angolo di attrito | $\phi'$= | 30.00 ° |
| Coesione efficace | c'= | 0.15 kg/cm$^2$ |

Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

in cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione;

$\gamma$ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione;

B = dimensione caratteristica della fondazione, che corrisponde alla larghezza della suola;

L = Lunghezza della fondazione;

$\gamma f$ = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

$N_c$, $N_q$, $N_\gamma$ = fattori di capacità portante;
s, d, i, g, b, $\psi$ = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L sono ridotte rispettivamente di:

$$B' = B - 2 \cdot e_B$$

dove:

$$L' = L - 2 \cdot e_L$$

$e_B$ = eccentricità parallela al lato di dimensione B; $e_L$ = eccentricità parallela al lato di dimensione L.

Si riporta il valore

dei succitati parametri, calcolati con le relative formule, e della pressione limite:

$N_c$ = 30.14
$s_c$ = 1.14
$d_c$ = 1.02
$i_c$ = 0.91
$g_c$ = 1.00
$b_c$ = 1.00
$N_q$ = 18.40
$s_q$ = 1.13
$d_q$ = 1.29
$i_q$ = 0.92
$g_q$ = 1.0
$b_q$ = 1.0
$N_\gamma$ = 22.40
$s_\gamma$ = 0.91
$d_\gamma$ = 1.00
$i_\gamma$ = 0.88
$g_\gamma$ = 1.00
$b_\gamma$ = 1.00
**$q_{lim}$= 9.32 kg/cm$^2$**

La verifica della capacità portante è stata effettuata secondo l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Tale verifica si esegue confrontando la massima pressione di contatto trasmessa dal plinto di fondazione con la pressione limite.

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Coefficiente A1 carichi permanenti | $\gamma_G$= | 1.00 | (favorevoli) | |
| Coefficiente A2 carichi accidentali | $\gamma_Q$= | 1.50 | (sfavorevoli) | |
| Coefficiente R3 capacità portante | $\gamma_R$= | 2.30 | | |
| Momento massimo dovuto a $f_x$ | $M_f=\gamma_Q*f_x*L^2/2$= | 230.4 | kgm | |
| Momento massimo dovuto a $F_x$ | $M_F=\gamma_Q*F_x*L$= | 269,40 | kgm | |
| Taglio massimo dovuto a $f_x$ | $T_f=\gamma_Q*f_x*L$= | 57,60 | kg | |
| Taglio massimo dovuto a $F_x$ | $T_F=\gamma_Q*F_x$= | 33.67 | kg | |
| Peso del palo (solo fusto) | $N_p=\gamma_G*N_p$= | 74.00 | kg | |
| Peso dello sbraccio | $N_s=\gamma_G*N_s$= | 14.00 | kg | |
| Peso del faro | $N_{faro}=\gamma_G*N_{faro}$= | 14.00 | kg | |
| Peso del plinto | $P=\gamma_G*\gamma_{cls}*V_{plinto}$= | 2625.00 | kg | |
| Momento alla base del plinto | $M_{pl}=M_f+M_F+(T_f+T_F)*h$= | 590.83 | kg | |
| Compressione alla base del plinto | $N_{pl}=N_p+N_s+N_{faro}+P$= | 2727.00 | kg | |
| Eccentricità | $e=M_{pl}/N_{pl}$= | 0.384 | m | |
| **Tensione di compressione massima** | $\sigma_{max}=2*N_{pl}/3*b*(b/2-e)$= | **3,13** | **kg/cm²** | **VERIFICATO** |
| **Tensione di compressione ammissibile** | $\sigma_{max}=q_{lim}/\gamma_R$= | **4.05** | **kg/cm²** | |

### *2.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CONDIZIONI SISMICHE*

Sono state effettuate le verifiche con riferimento agli stati limite di ribaltamento, scorrimento sul piano di posa e capacità portante, per lo stato limite ultimo di salvaguardia della Vita (SLV).

*COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI*

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni seguente:

dove:

$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

E azione sismica per lo stato limite in esame;

G1 carichi permanenti strutturali al loro valore caratteristico;

G2 carichi permanenti non strutturali al loro valore caratteristico; P valore caratteristico dell'azione di pretensione;

ψ2j coefficienti di combinazione delle azioni variabili Qkj; Qkj valore caratteristico della azione variabile Qkj.

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

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Nel caso in esame, essendo le azioni variabili dovute al vento, è stato adottato il coefficiente

ψ2=0,0 in base alla Tabella 2.5.I del D.M. 14/01/2008.

*VERIFICHE:*

*1) PALO*

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

| | | |
|---|---|---|
| Altezza del palo | L= | 9.00 m |
| Diametro di base del palo | D= | 15.80 cm |
| Spessore sezione trasversale | t= | 4.00 mm |
| Tensione di snervamento | $f_y$= | 2750.00 kg/cm$^2$ |

• *Verifica a flessione*

| | | | |
|---|---|---|---|
| Parametro sezione trasversale | D/t= | 39.50 | |
| Parametro resistenza | $\varepsilon=(235/f_{yk})^{1/2}$= | 0.924 | |
| Classe sezione trasversale | = | I | (D/t≤50*ε^2=42.69) |
| Momento massimo dovuto a $F_h$ | $M_F=F_h*L$= | 140.30 | kgm |
| Coeff. parz. di sicurezza per la resistenza | $\gamma_{M0}$= | 1.05 | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Modulo di resistenza plastico | $W_{pl}=(D^3-(D-2*t)^3)/6=$ | 48.67 $cm^3$ | |
| **Momento resistente di progetto** | $\mathbf{M_{c,Rd}=(W_{pl}*f_y)/\gamma_{M0}=}$ | **1274.69 kgm** | **VERIFICATO** |
| **Momento sollecitante alla base del palo** | $\mathbf{M_{Sd}=M_F=}$ | **140.30 kgm** | |

*2) PLINTO DI FONDAZIONE*

Per quanto riguarda la struttura di fondazione del palo, la verifica a scorrimento sul piano di fondazione è stata effettuata con l'Approccio 1, in quanto l'Approccio 2 conduce a risultati meno conservativi. I coefficienti parziali A2 sono stati posti pari ad uno. Tutte le altre verifiche in condizioni sismiche sono state effettuate con l'Approccio 2, ponendo i coefficienti A1 pari ad uno.

Si riportano di seguito i parametri usati nelle verifiche:

| | | |
|---|---|---|
| Altezza del plinto | h= | 100 cm |
| Base del plinto | b= | 100 cm |
| Peso specifico cls | $\gamma_{cls}=$ | 2500 $kg/m^3$ |
| Peso del palo (solo fusto) | $N_p=$ | 74 kg |
| Peso dello sbraccio | $N_s=$ | 14 kg |
| Peso del faro | $N_{faro}=$ | 14 kg |
| Altezza palo | L= | 9.00 m |

- *<u>Verifica al ribaltamento</u>*

La verifica a ribaltamento viene quindi effettuata secondo l'unico approccio: EQU.

I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano il momento ribaltante,*MR*, dovuto all'azione sismica, ed il momento stabilizzante, *MS*, dovuto ai pesi propri, rispetto allo spigolo esterno della base del plinto di fondazione.

Il coefficiente parziale per il ribaltamento è stato posto pari a $\gamma R=1,0$. Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere: $MS/MR \geq 1$

Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

| | | |
|---|---|---|
| Momento massimo dovuto a $F_h$ | $M_F=F_h*L=$ | 140.30 kgm |
| Taglio massimo dovuto a $F_h$ | $T_F=F_h=$ | 15.59 kg |
| Peso del palo (solo fusto) | $N_p=$ | 74.00 kg |
| Peso dello sbraccio | $N_s=$ | 14.00 kg |
| Peso del faro | $N_{faro}=$ | 14.00 kg |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Peso del plinto | $P=\gamma_{cls}*V_{plinto}=$ | 2500.00 kg | |
| Momento alla base del palo | $M_{Sd}=M_F=$ | 140.30 kgm | |
| Taglio alla base del palo | $T_{Sd}=T_F=$ | 15.59 kg | |
| Compressione alla base del palo | $N_{pl}=N_p+N_s+N_{faro}=$ | 102.00 kg | |
| **Momento stabilizzante** | $\mathbf{M_S=(N_p+P)*b/2=}$ | **1287.00 kgm** | **VERIFICATO** |
| **Momento ribaltante** | $\mathbf{M_R=M_{Sd}+T_{Sd}*h=}$ | **155.89 kgm** | |

• *Verifica allo scorrimento*

La verifica allo scorrimento è stata effettuata secondo l'Approccio (E+M2+R1). I coefficienti delle azioni sono stati posti tutti pari a 1. Si calcolano la forza di scorrimento, *Fscorr*, dovuta all'azione sismica, e la forza stabilizzante, *Fstab*, dovuta all'attrito tra terreno e muro, pari a

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

Il coefficiente parziale R1 per lo scorrimento è pari a γR=1,0. Affinchè la verifica sia soddisfatta, deve essere $F_{stab}/F_{scorr} \geq 1$ Si riportano di seguito i calcoli effettuati:

| | | | |
|---|---|---|---|
| Coefficiente M2 | $\gamma_{\Phi'}=$ | 1.25 | |
| Coefficiente R2 scorrimento | $\gamma_R=$ | 1.10 | |
| Taglio massimo dovuto a Fh | $T_f=F_h=$ | 15.59 kg | |
| Peso del palo (solo fusto) | $N_p=$ | 74.00 kg | |
| Peso dello sbraccio | $N_s=$ | 14.00 kg | |
| Peso del faro | $N_{faro}=$ | 14.00 kg | |
| Peso del plinto | $P=\gamma_{cls}*V_{plinto}=$ | 2625.00 kg | |
| Angolo di attrito terreno-cls | $\delta=$ | 20.00 ° | |
| **Forza resistente** | $\mathbf{F_R=(N_p+N_s+N_{faro}+P)*tan(\delta/\gamma_{\Phi'})/\gamma_R=}$ | **992.54 kg** | **VERIFICATO** |
| **Forza di scorrimento** | **Fs=Tf=** | **16.41 kg** | |