



COMUNE DI MOLFETTA

Città Metropolitana di Bari

Via Martiri di Via Fani, 2/b, 70056 Molfetta - BA



REALIZZAZIONE E GESTIONE DI UN PROGETTO INTEGRATO DI SISTEMI E SERVIZI TECNOLOGICI PER LA CITTÀ INTELLIGENTE PER IL COMUNE DI MOLFETTA

Il Committente:

COMUNE DI MOLFETTA

Via Martiri di Via Fani, 2/b, 70056 Molfetta - BA

Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Alessandro Binetti

Il Concessionario:

Melficta Intelligentes s.r.l.

Via Sassanelli n. 42 – 70124 Bari –

P. IVA 08473960725

Pec: melfictaintelligentes@legalmail.it



Il Procuratore

Vito Moramarco

Le Imprese Esecutrici:



CREASYS S.r.l.
Piazza Albania
00153 Roma RM



Coopservice s.coop.p.A
Via Rochdale, 5
42122 Reggio Emilia

La Progettazione



Team di Progettazione

Ing. Federica Fazio
Ing. Mariabruna Cosola
Ing. Anna Savino
Ing. Orazio Milano
Arch. Pasqua Ilaria Ruospo
Arch. Nicola Sarcina
Arch. Eleonora Capobianco

Ing. Giulio Madaro

Ing. Pierpaolo Madaro

PROGETTO ESECUTIVO

Descrizione:

IMPIANTO DI PUBBLICA ILLUMINAZIONE

Relazione geotecnica

TAV. **R09_01**

SCALA -

DATA: **LUGLIO 2022**

Sommario

1. Sommario	1
2. 1 PREMESSA	2
3. 2 INQUADRAMENTO DEL SITO	3
4. 3 AZIONI SISMICHE	5
5. 4 PRINCIPALI CARATTERISTICHE DELLE UNITÀ LITOLOGICHE	7
4.1 CARATTERISTICHE DI PERMEABILITÀ DELLE ROCCE.....	8
4.1.1 Rocce impermeabili	8
4.1.2 Rocce permeabili per porosità interstiziale	8
4.1.3 Rocce permeabili per fessurazione e carsismo	8
6. 5 INTERVENTI DI PROGETTO	9
5.1 SOSTITUZIONE DEI SOSTEGNI	9
5.2 ANALISI DELLA POSA IN OPERA DI UN NUOVO CORPO ILLUMINANTE.....	10
.....	10
7. 6 VERIFICHE GEOTECNICHE	13
6.1 Verifica della capacità portante del terreno	14
6.2 Caso 1: fondazioni poggianti su materiale di riporto	16
6.3 Caso 2: fondazioni poggianti su depositi alluvionali	18
6.4 Caso 3: fondazioni poggianti su depositi calcarenitici – Tufi delle Murge	21
6.5 Caso 4: fondazioni poggianti su Calcere di Bari	23
8. 7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	26

1 PREMESSA

Nell'ambito della **“Realizzazione e gestione di un progetto integrato di sistemi e servizi tecnologici per la città intelligente per il Comune di Molfetta”**, è stata redatta la presente *Relazione Geotecnica* per la l'intervento di efficientamento energetico e l'adeguamento normativo del parco impiantistico a servizio del territorio comunale di Molfetta nella Provincia di Bari.

In particolar modo, gli interventi si dividono in:

Interventi di adeguamento normativo

- messa in sicurezza degli impianti mediante interventi che riguardano la protezione contro i contatti diretti ed indiretti e le sovracorrenti (C.E.I. 64-8) ed il rispetto delle distanze di sicurezza (C.E.I. 64-7);
- interventi mirati al completo rispetto delle normative regionali/nazionali sul tema delle leggi sull'inquinamento luminoso;
- interventi mirati all'adeguamento dei sostegni e componenti in condizione di precaria stabilità che possano provocare pericolo per la circolazione dei veicoli e delle persone nel territorio comunale;
- rifacimento delle linee di alimentazione non idonee.

Interventi di ammodernamento tecnologico ed efficientamento energetico

- installazione lampade ad altissima efficienza luminosa con tecnologia LED;
- installazione di sistemi di regolazione del flusso dei corpi illuminanti;
- installazione di un sistema di telecontrollo e telegestione;
- razionalizzazione dei punti di consegna;
- riduzione dei consumi di energia attiva e reattiva;

Nella presente relazione si definiscono i caratteri geotecnici dei terreni interessati dalle opere previste in progetto, sulla base dello studio geologico e dei risultati rinvenuti dalla campagna d'indagine svolta in situ, che hanno consentito di ricostruire gli spessori, le giaciture ed i rapporti stratigrafici delle formazioni geolitologiche presenti nel sottosuolo delle aree in esame. Inoltre, per la redazione della presente relazione geotecnica ci si è avvalsi della raccolta di dati e notizie bibliografiche ottenute da fonti ufficiali pubbliche e private, e delle conoscenze geologiche del territorio acquisite nel tempo dai progettisti.

2 INQUADRAMENTO DEL SITO

La città sorge 25 km a nord-ovest di Bari, sulla costa del mare Adriatico. Confina a nord-ovest con il comune di Bisceglie, a sud-est con il comune di Giovinazzo e a sud con il comune di Terlizzi.

Il comune di Molfetta si estende su una superficie di circa 58,97 km².

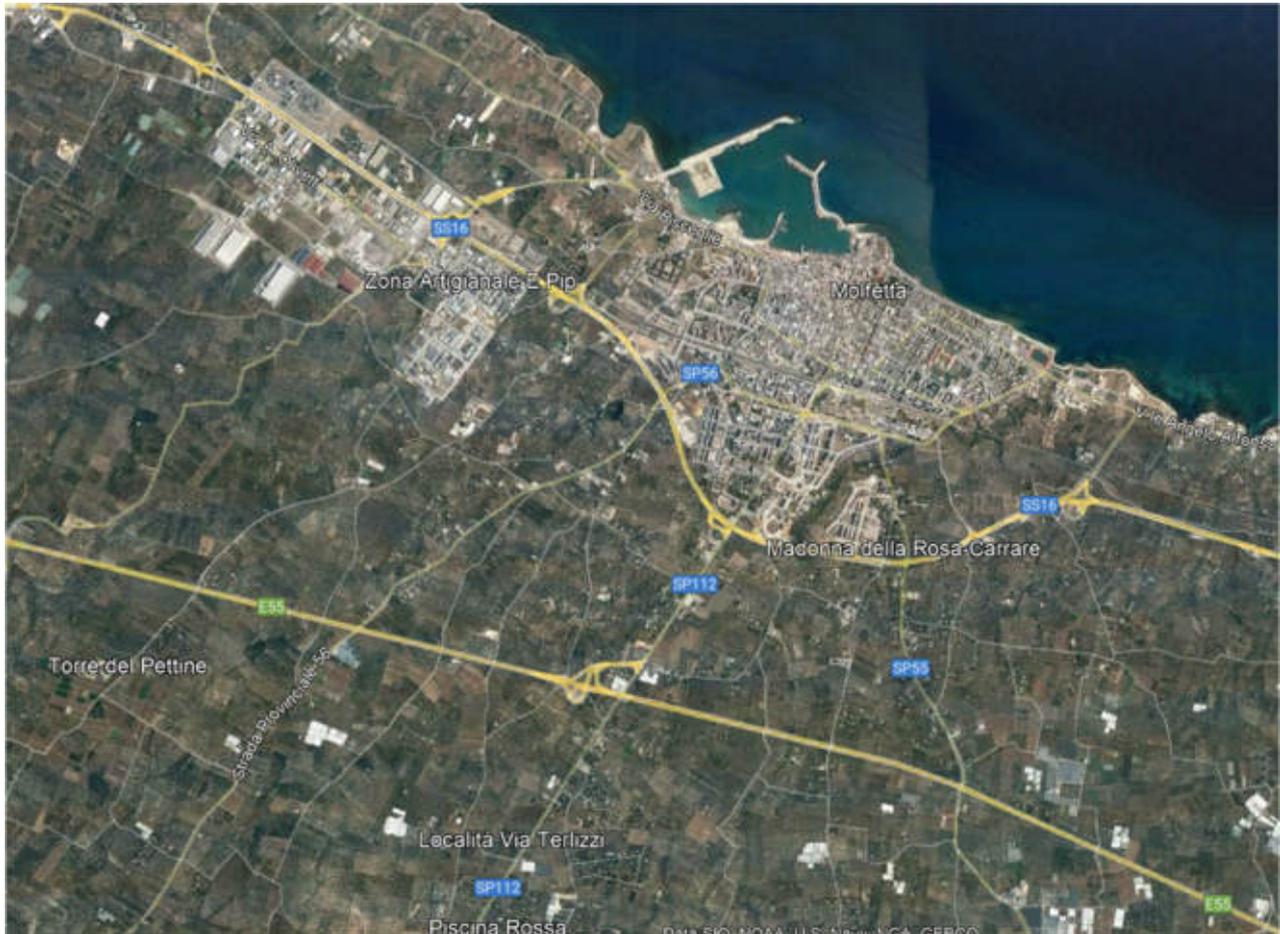


Figura 1 inquadramento territoriale

L'area di intervento, piuttosto estesa, ricade nella zona occidentale del Foglio 177 "Bari" della Carta Geologica d'Italia, in scala 1:100.000, in particolare in tutto il centro abitato del Comune di Molfetta e verso Sud lungo la Via per Terlizzi.

Dei tre domini strutturali (di Catena appenninica, di Avanfossa appenninica e di Avampaese apulo) relativi al sistema geodinamico che ha condotto alla formazione della catena appenninica, il territorio in esame è parte dell'Avampaese apulo.

Infatti, su tutto il territorio in esame affiora a larga scala il basamento calcareo mesozoico, facente parte del Gruppo dei Calcari delle Murge, ricoperto solo in alcuni punti da depositi trasgressivi Quaternari.

Si rimanda alla Relazione Geologica per una descrizione litologica più dettagliata.

Figura 2 Stralcio della Carta Geologica di Italia (scala 1:100.000) Foglio 177 "Bari" con ubicazione delle aree in esame



Legenda

s 	Depositi travertinoidi ("crosta") e lembi di pendenza (fascie litoranee) fra Bisceglie e Bari. OLOCENE .
a1 	Depositi alluvionali terrosi e ciottolosi, sul fondo dei solchi erosivi delle Murge ("fame") e, in terrazze, sui fianchi di questi solchi. OLOCENE-PLEISTOCENE SUPERIORE .
Qs 	Depositi calcareo-arenacei e calcareo-arenaceo-argillosi più o meno cementati, bianchi o giallastri, con frequenti livelli fossiliferi (ad. <i>Outrea</i> sp., <i>Pecten</i> sp., ecc.) e orizzonti di marne argillose (dintorni di Binello, Ruvo, Terlizzi); in lembi residui su piattaforme di abrasione via via più recenti verso la costa. PLEISTOCENE . TUFI DELLE MURGE .
C** 	Calcarei detritici, generalmente in strati e talora in banchi, o lustriformi ("chiancelle"); calcari dolomitizzati e dolomie con un livello di breccia calcareo-dolomitica e cemento dolomitico; calcari massicci o in banchi a; <i>Chondrodonta</i> cf. <i>jovinus</i> (CHON), <i>Apricardia</i> <i>investigata</i> (D'ORB), <i>Caprina</i> sp., <i>Coprinula</i> sp., <i>Susavagesia</i> sp., <i>S. sharpel</i> (MAYLE), <i>Durania</i> <i>arnaudi</i> (CHON), <i>Nerinea</i> cf. <i>pseudo-nobilis</i> CHON, <i>Cuneolina pavonia parva</i> SIDON, <i>Nezassata simplex</i> OMARA, <i>Nannolocolina heimi</i> BORG, Turoniano Cenomaniano (livelli "Torino" e "Sannicandro"); <i>Eoradialites davidsoni</i> (HALL), <i>E. murgensis</i> TORRE, <i>Orbitolinidae</i> (<i>Coskinolina</i> <i>surailandensis</i> MATYEC, <i>C. adkinsi</i> BARBER, ecc.), Albiano (livello "Poiese"); <i>Toucasia</i> cf. <i>carinata</i> (MAYLE), <i>T. transversa</i> FAQUID, <i>Agria</i> sp., <i>Orbitolina</i> sp., <i>Cuneolina</i> <i>composita</i> SART. e CHON, <i>C. laurenti</i> SART. e CHON, <i>Bucinella irregularis</i> SART., <i>Salpingoporella dinarica</i> SART., Aptieno-Barremiano (livello "Corato"). TURONIANO-BARREMIANO . CALCARE DI BARI .

3 AZIONI SISMICHE

Il Comune di Molfetta (BA) in base alla *Delibera D.G.R. n. 1626 del 15.09.2009* della Giunta Regionale - Regione Puglia, è stato classificato da un punto di vista sismico come **zona sismica 3** (*livello di pericolosità medio*).

Classificazione sismica 2015 - Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003



zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [a _g /g]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [a _g /g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Sulla base delle indagini sismiche eseguite è stato possibile stimare la categoria di suolo di fondazione per tutta l'area in esame.

Dalle risultanze di prospezioni sismiche effettuate in sito, è emerso che tali tipi di terreni, dal punto di vista della caratterizzazione sismica, sono classificati sia in categoria "B" (depositi tufacei) che in categoria di suolo di fondazione di tipo "A" (ammasso calcareo).

Alla luce delle attuali conoscenze si ritiene che non si pongono particolari problemi alla realizzazione dell'opera in oggetto. Naturalmente si terrà conto di quanto riportato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni del Gennaio 2018 che all'opera si deve attribuire un'accelerazione massima orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni maggiore di 0.05 g, pari ad un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico sulla formazione di base (suoli di categoria "A") pari ad **ag=0.15g**.

In particolare, le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (17/01/2018) e l'OPCM del 28 aprile 2006 n. 3519 superano il concetto della classificazione del territorio in zone, imponendo nuovi e precisi criteri di

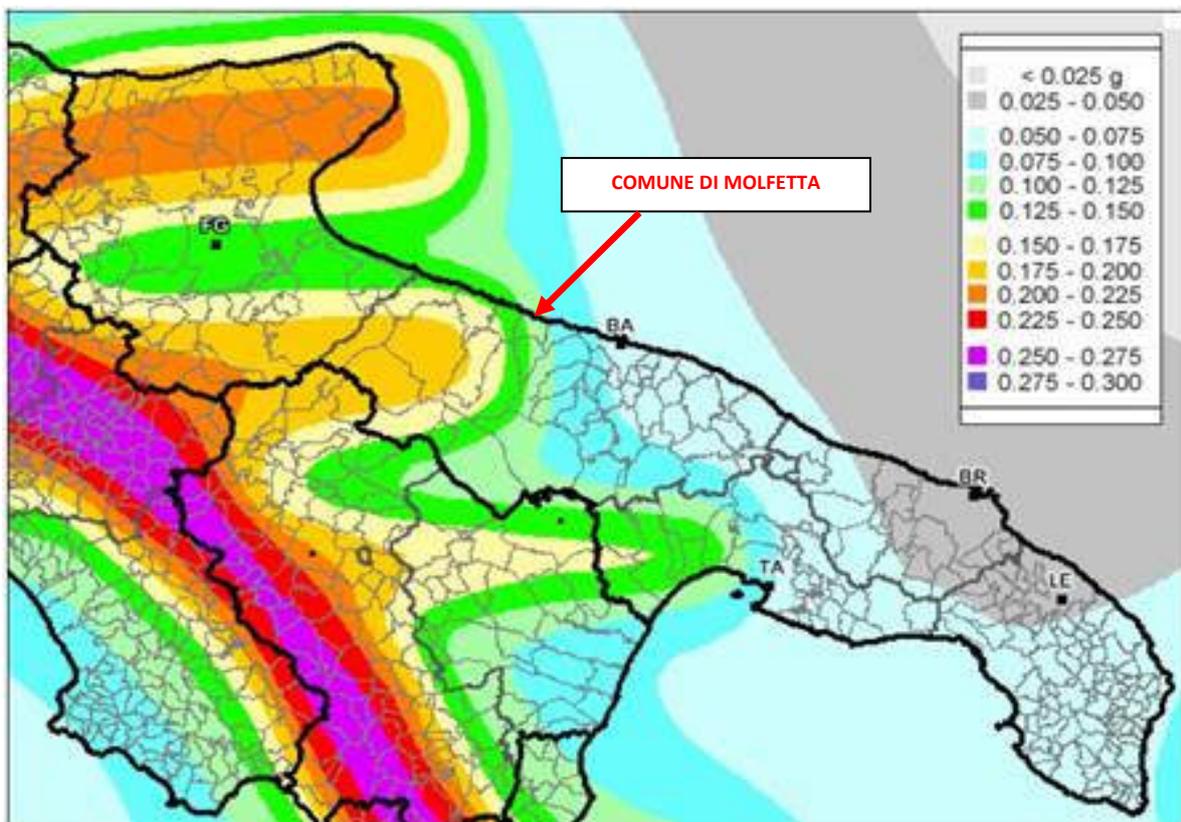
verifica dell'azione sismica nella progettazione delle nuove opere ed in quelle esistenti, valutata mediante una analisi della risposta sismica locale.

In assenza di queste analisi, la stima preliminare dell'azione sismica può essere effettuata sulla scorta delle "categorie di sottosuolo" e della definizione di una "pericolosità di base" fondata su un reticolo di punti di riferimento, costruito per l'intero territorio nazionale.

Ai punti del reticolo sono attribuiti, per nove differenti periodi di ritorno del terremoto atteso, i valori di a_g e dei principali "parametri spettrali" riferiti all'accelerazione orizzontale, da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica (fattore di amplificazione massima F_0 e periodo di inizio del tratto a velocità costante T^*_c). Il reticolo di riferimento ed i dati di pericolosità sismica vengono forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Secondo le NTC l'area in questione del Comune di Molfetta, essendo molto estesa, è caratterizzata da un'accelerazione compresa tra 0.100 - 0.150g, come evidenziato nella figura in cui è riportata la mappa di pericolosità sismica per il sito in questione, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi (categoria A, $V_s > 800$ m/sec).

Figura 3- Pericolosità sismica della Puglia (Fonte: INGV, Mappa della pericolosità sismica, 2004)



4 PRINCIPALI CARATTERISTICHE DELLE UNITÀ LITOLOGICHE

Lo studio fin qui attuato attinente agli interventi da realizzare ha permesso di ottenere un modello geologico-tecnico dei terreni interessati dalle opere, utili alla successiva progettazione e calcolo ingegneristico delle opere previste.

Considerato che l'area di intervento è molto estesa e che la maggior parte dei lavori hanno luogo nella zona urbanizzata nella città di Molfetta per i depositi travertinoidi, originariamente di spessore esiguo, vi è la ragionevole certezza che siano stati asportati nella precedente fase di urbanizzazione. Pertanto la successione stratigrafica che caratterizza il territorio in esame è data dalle seguenti unità elencate dalla più recente alla più antica:

- Depositi alluvionali (Pleistocene sup – Olocene);
- Tufi delle Murge (Pleistocene);
- Calcarea di Bari (Cretaceo- Turoniano-Barremiano).

La falda freatica superficiale è presente, nelle zone lungo costa, a partire da 1.0m di profondità e via via sempre più in profondità man mano che si va verso l'entroterra; generalmente nel centro urbano di Molfetta si aggira intorno ai 20m di profondità.

A larga scala in tutta la regione è presente una falda carsica profonda che non avrà alcuna interferenza con le opere in progetto. Infatti, i calcari che costituiscono gran parte delle Murge sono a seconda dei luoghi, più o meno permeabili per fessurazione e quindi le acque di precipitazione dopo la fase di ruscellamento superficiale si incanalano attraverso le fratture per andare ad alimentare la falda carsica profonda.

Parametri fisico-meccanici ipotizzati per materiale di riporto (fino a circa 1,5 m da p.c.):

- peso di volume naturale $\gamma = 1,4 \div 1,6 \text{ g/cmc}$
- angolo di attrito interno $\phi = 15^\circ \div 20^\circ$
- coesione drenata $c = 0,00 \text{ Kg/cmq}$

Parametri fisico-meccanici ipotizzati per i depositi alluvionali (fino a circa 1,5 m da p.c.):

- peso di volume naturale $\gamma = 1,5 \div 1,7 \text{ g/cmc}$
- angolo di attrito interno $\phi = 21^\circ \div 23^\circ$
- coesione drenata $c = 0,00 \text{ Kg/cmq}$

Parametri fisico-meccanici ipotizzati per depositi calcarenitici – Tufi delle Murge (fino a circa 10,0 m da p.c.):

- peso di volume naturale $\gamma = 1,8 \div 2,0 \text{ g/cmc}$
- angolo di attrito interno $\phi = 30^\circ \div 32^\circ$
- coesione drenata $c = 260 - 280 \text{ KPa}$

Parametri fisico-meccanici ipotizzati per il Calcarea di Bari:

- Peso di volume $\gamma = 2,0 - 2,2 \text{ g/cmc}$
- Angolo di attrito $\phi = 32^\circ - 35^\circ$
- Coesione dell'ammasso $c = 290 - 300 \text{ KPa}$

4.1 CARATTERISTICHE DI PERMEABILITÀ DELLE ROCCE

In base ai litotipi che caratterizzano il sottosuolo in esame è stato possibile distinguere le caratteristiche di permeabilità di ciascuno di essi in funzione dei cambiamenti delle caratteristiche litostratigrafiche:

- rocce impermeabili;
- rocce permeabili per porosità interstiziale;
- rocce permeabili per fessurazione e carsismo.

4.1.1 Rocce impermeabili

Rientrano in questa categoria i depositi alluvionali, limi e silt, i quali risultano caratterizzati da un grado di permeabilità estremamente basso, da poter essere considerati impermeabili; il parametro K è pari a $1 \cdot 10^{-7} \text{cm/sec}$.

4.1.2 Rocce permeabili per porosità interstiziale

Rientrano all'interno di tale categoria le calcareniti e le "terre rosse".

Le calcareniti generalmente presentano un grado di permeabilità K di $1 \cdot 10^{-4} \text{cm/sec}$ e $1 \cdot 10^{-5} \text{cm/sec}$ mentre le "terre rosse", per il loro contenuto sabbioso-limoso variabile presentano una permeabilità variabile. In particolare per le "terre rosse" il valore della permeabilità K è compreso tra $1 \cdot 10^{-5} \text{cm/sec}$ e $1 \cdot 10^{-6} \text{cm/sec}$.

4.1.3 Rocce permeabili per fessurazione e carsismo

La permeabilità per fessurazione e carsismo, o permeabilità in grande, è propria di rocce impermeabili alla scala del campione, data la loro elevata compattezza, ma nelle quali l'infiltrazione e il deflusso può avvenire attraverso i giunti di stratificazione e le fratture. Tali discontinuità possono allargarsi per fenomeni legati alla dissoluzione chimica (carsismo). Questo tipo di permeabilità caratterizza il Calcare di Bari e il valore è generalmente compreso tra $K = 1 \cdot 10^{-2}$ e $1 \cdot 10^3 \text{ cm/sec}$.

Laddove il calcare è intensamente fratturato e carsificato, è molto permeabile ed è sede di una cospicua ed estesa falda idrica di base (o falda carsica) il cui ruolo idrostrutturale è di "acquifero". Idrogeologicamente l'area rientra, infatti, nell'acquifero carsico della Murgia.

5 INTERVENTI DI PROGETTO

Il progetto prevede numerosi interventi tra cui:

- **Riqualificazione dei quadri elettrici**

lo stato conservativo e normativo di gran parte dei quadri elettrici a servizio degli impianti di pubblica illuminazione del Comune di Molfetta (BA) appare deficitario ed è dovuto principalmente alla vetustà degli stessi. PERTANTO sarà effettuata la a riqualificazione di n.100 quadri elettrici vetusti presenti sul territorio comunale, garantendo, in tale maniera, il requisito di sicurezza dell'impianto secondo le linee guida stabilite dalla normativa di riferimento. Tuttavia, trattandosi di una sostituzione, si è ritenuto in tale relazione non investigare la capacità portante del terreno in corrispondenza di tali manufatti.

- **Riqualificazione funzionale ed estetica dei sostegni e dei corpi illuminanti**

In sede di sopralluogo sono state individuate zone del territorio comunale all'interno delle quali sono installati sostegni ed apparecchiature non uniformi, più precisamente si sono riscontrate disuguaglianze. Per esempio, si è riscontrata la presenza nella zona del centro storico di proiettori installati a parete. In coerenza con la tipologia presente nella zona limitrofa la soluzione progettuale adottata si prevede la sostituzione dei proiettori esistenti con la medesima mensola e apparecchio ivi installato consolidato nella memoria storica dei luoghi.

In altri luoghi, si è riscontrata la presenza di armature stradali montate su pali con sbraccio curvo o installate a parete. Trattandosi di luoghi di particolare interesse e storicamente fruiti dalla comunità, il progetto di riqualificazione di casi simili riscontrati ha previsto l'installazione di apparecchi, di sbracci e, in alcune configurazioni, anche di pali di arredo urbano moderno, in modo tale da riconnettere le zone adiacenti donando e un ulteriore valore aggiunto.

In ultima analisi, si evidenzia la necessità di rimuovere proiettori a parete la cui impronta illuminata risulta ridotta e insufficiente. Questi verranno sostituiti con lanterne artistiche su sbraccio doppio con fuochi più alti.

5.1 SOSTITUZIONE DEI SOSTEGNI

Gli interventi di riqualificazione in corrispondenza delle strutture di sostegno, riguardano la sostituzione completa del sostegno ammalorato, mediante la installazione di un nuovo sostegno. Il nuovo sostegno sarà del tipo HSP (trafilato) di altezza e spessore variabile, adeguato alle dimensioni della carreggiata stradale in esame, e conterrà le seguenti lavorazioni:

- mancanza del dado per la messa a terra in quanto i nuovi impianti saranno realizzati in classe II di isolamento;
- presenza della fascia termorestringente al posto del collarino in cemento, al fine di aumentare il livello di sicurezza e di curabilità del sostegno nel tempo, evitando le infiltrazioni ed i ristagni dell'acqua piovana;
- presenza di zincatura a caldo;
- verniciatura con apposite vernici idonee a garantire la migliore durabilità nel tempo.

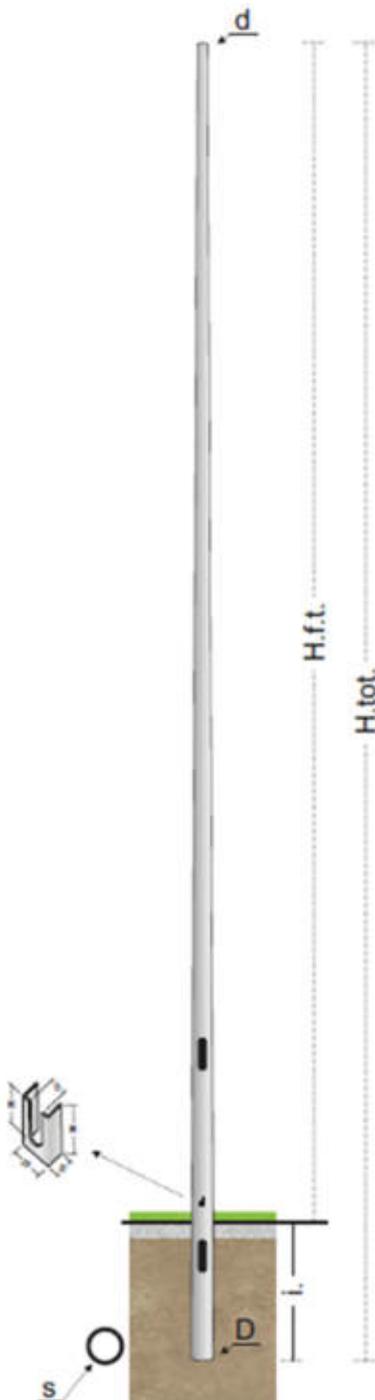
5.2 ANALISI DELLA POSA IN OPERA DI UN NUOVO CORPO ILLUMINANTE

Come precedentemente analizzato, è noto che gli interventi di progetto sono molteplici e si differenziano a seconda dell'ubicazione nel comune di Molfetta. Pertanto, si è deciso di individuare l'intervento che, ai fini geotecnici, risulta la più gravosa.

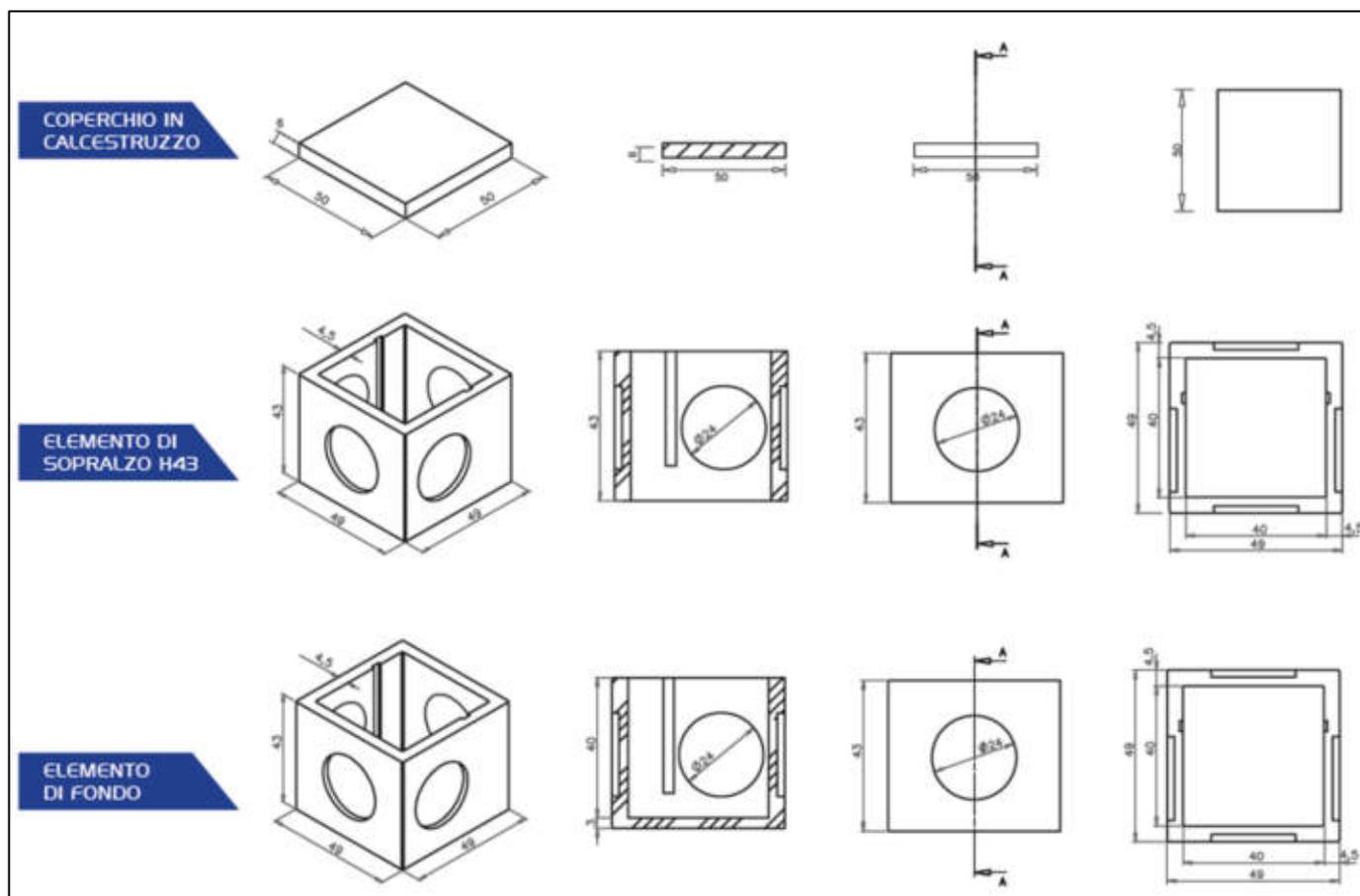
Tale condizione è rappresentata dalla posa in opera ex novo di un palo di pubblica illuminazione idoneo al montaggio degli accessori e corpi illuminanti, nonché un pozzetto prefabbricato in calcestruzzo vibrato, composto da elemento di fondo ed elemento di sopraalzo.

Infine, a completamento dell'elemento di sopraalzo possono essere utilizzati coperchi in calcestruzzo.

Di seguito si riportano le schede tecniche considerate per quantificare i carichi permanenti che insistono sul sito, che risultano essere complessivamente pari a **4 kN**.



PALI CONICI DRITTI "spessore 3 mm"								
Codice Articolo	H.t. altezza totale mm	H.f.t. altezza fuori terra mm	I. interramento mm	D diametro di base mm	d diametro di sommità mm	s spessore mm	P peso zincato (teorico) Kg	superficie verniciabile m ²
C3095Z	3.500	3.000	500	95	60	3	21	0,85
C3100Z	4.000	3.500	500	100	60	3	25	1,00
C3105Z	4.500	4.000	500	105	60	3	28	1,17
C3110Z	5.000	4.500	500	110	60	3	32	1,33
C3115Z	5.500	5.000	500	115	60	3	37	1,51
C3120Z	6.000	5.500	500	120	60	3	41	1,70
C3128Z	6.800	6.000	800	128	60	3	48	2,01
C3138Z	7.800	7.000	800	138	60	3	58	2,42
C3148Z	8.800	8.000	800	148	60	3	69	2,87
C3153Z	9.300	8.500	800	153	60	3	75	3,11
C3158Z	9.800	9.000	800	158	60	3	81	3,35
C3163Z	10.300	9.500	800	163	60	3	87	3,61
C3168Z	10.800	10.000	800	168	60	3	93	3,87
C3173Z	11.300	10.500	800	173	60	3	100	4,13
C3178Z	11.800	11.000	800	178	60	3	106	4,41
C3183Z	12.300	11.500	800	183	60	3	113	4,69
C3188Z	12.800	12.000	800	188	60	3	121	4,98



DATI TECNICI	MISURE (cm/kg)					PESO
	DIMENSIONI INTERNE	DIMENSIONI ESTERNE	ALTEZZA	SPESSORE PARETI	Ø IMPRONTA	
COPERCHIO IN CALCESTRUZZO H6	/	50x50	6	/	/	36
ELEMENTO DI SOPRALZO H43	40x40	49x49	43	4.5	24	73
ELEMENTO DI FONDO	40x40	49x49	43	4.5	24	85

Un'ulteriore azione considerata nell'analisi della capacità portante è l'azione del vento. Secondo il cap. 3 delle NTC 2018 "Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici".

L'azione del vento, nelle schede successive rappresentate dal parametro T_b "Temporanea", risulta essere pari a **0.02 kN**, calcolato come:

$$F_v = q_r \times S_{rif} \text{ dove:}$$

S_{rif} è la superficie di riferimento, ovvero la sezione del palo, interessata dall'azione del vento;

q_r è la pressione cinetica di riferimento definita nelle NTC come:

3.3.6. PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \quad [3.3.6]$$

dove

v_r è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

3.3.1. VELOCITÀ BASE DI RIFERIMENTO

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno $T_R = 50$ anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

dove:

a_0, k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Essendo $a_s < a_0$, $c_a=1$ pertanto $V_b=27$ m/s

Sempre secondo le NTC 18, $V_r = V_b \times C_r$. Nel nostro caso, C_r è pari a 1 e pertanto la velocità di riferimento è pari sempre a 27 m/s.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE

Per il calcolo della capacità portante dei terreni di fondazione è stata utilizzata la relazione di Meyerhof (1951, 1963), per le piastre di base con carico verticale, che riprende la formulazione di Terzaghi opportunamente modificata mediante l'introduzione di coefficienti correttivi dipendenti dalla forma, profondità ed inclinazione della fondazione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (1)$$

dove:

c = coesione del terreno

γ_1 = peso volume del terreno posto al disopra del piano di fondazione;

γ_2 = peso volume del terreno di fondazione;

D = profondità di incasso della fondazione;

B = lato minore della fondazione

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di terreni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \quad N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

N_c , N_q e N_γ = fattori di capacità portante, pari, nel caso di roccia:

$$N_q = \tan^6 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad N_c = 5 \cdot \tan^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad N_\gamma = N_q + 1$$

s_c , s_q e s_γ , d_c , d_q e d_γ = fattori di forma, pari a:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L} \quad s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L} \quad d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B} \quad d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D}{B}$$

i_c , i_q e i_γ = fattori di inclinazione dei carichi dovuti alle forze orizzontali indotte dal sisma, pari a:

$$i_c = i_q = 1 - \frac{\theta}{90} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi} \right)^2$$

nelle quali θ è l'angolo di inclinazione del carico pari ad $\arctang(Khi)$ ove Khi nello spettro di progetto orizzontale corrisponde al valore delle ordinate al periodo T_1 lungo l'asse delle ascisse.

Nel caso di fondazioni su roccia il valore del q_{lim} è moltiplicato per R.Q.D.².

Per quanto concerne il valore del **coefficiente di sottofondo** (K di Winkler), è stata utilizzata la relazione proposta dal Vesic (1961) che correla K con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione:

$$k'_s = 0,65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E_d \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (2)$$

dove:

E_d (daN/cm²) = modulo elastico del terreno (Young);

E_f (daN/cm²) = modulo elastico della fondazione;

I_f (cm⁴) = momento d'inerzia della fondazione;

B (cm) = larghezza della fondazione;

ν = rapporto di Poisson.

Poiché il prodotto dei primi due fattori della (2) ha generalmente un valore prossimo all'unità, l'espressione può essere semplificata come segue:

$$k'_s = \frac{E_d}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3)$$

Nel caso di fondazione unitaria ($B = 1,00$ m) la costante elastica di sottofondo può essere assunta pari a:

$$k'_s = \frac{E_d}{(1 - \nu^2)} \quad (4)$$

6.1 Verifica della capacità portante del terreno

In accordo con quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018, per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$;

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$, e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . Il coefficiente parziale di sicurezza γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema. L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente con i valori caratteristici delle azioni, imponendo $\gamma_E = \gamma_F$.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 delle NTC 2018, la verifica della suddetta condizione deve essere effettuata 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). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (*Approccio 1*) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (*Approccio 2*) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni (GEO), si considera lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni. L'analisi può essere condotta:

- con l'**approccio 1** attraverso la **Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, nella quale i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 e la resistenza globale del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2. Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A2;
- con l'**approccio 2** attraverso la **Combinazione unica (A1+M1+R3)**, nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3. Tali coefficienti si applicano solo alla resistenza globale del terreno, che è costituita, a seconda dello stato limite considerato, dalla forza normale alla fondazione che produce

il collasso per carico limite, o dalla forza parallela al piano di scorrimento della fondazione che ne produce il collasso per scorrimento.

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) sarà effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al D.M. 17/01/2018,.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_v	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Nei prospetti seguenti si riporta il calcolo preliminare della capacità portante del terreno di fondazione considerando una sezione tipo di dimensioni 0,5x0,5 m e altezza 1,15 m in corrispondenza di **quattro litologie** differenti. In particolar modo, si è fatto riferimento a:

- materiale di riporto;
- depositi calcarenitici;
- depositi alluvionali;
- calcare di Bari;

6.2 Caso 1: fondazioni poggianti su materiale di riporto

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

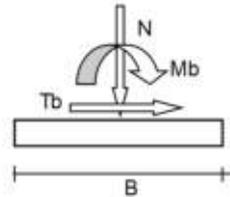
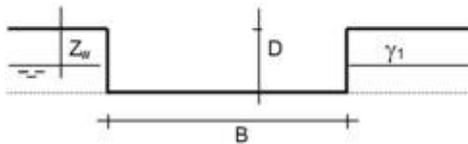
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

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

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4.00	0.00	5.20
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.02	0.03
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.02	0.03

$$B = 0.50 \text{ (m)}$$

$$L = 0.50 \text{ (m)}$$

$$D = 1.15 \text{ (m)}$$

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 15.00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 15.00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 17.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 17.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 5.75 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 5.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 4.77$$

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

$$N_c = 12.34$$

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

$$N_\gamma = 3.53$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.39$$

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

$$s_q = 1.31$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.60$$

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

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

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

$$d_q = 1.36$$

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

$$d_c = 1.45$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$q_{lim} = 50.82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Pressione massima agente

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

$q = 20.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R = 22.1 \geq q = 20.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

6.3 Caso 2: fondazioni poggianti su depositi alluvionali

**Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

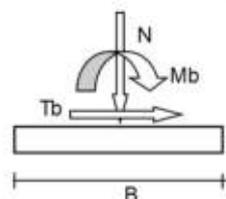
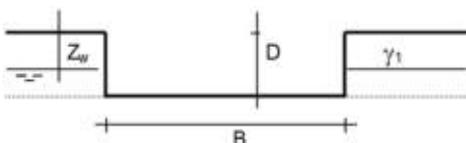
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○		1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	○		1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4.00	0.00	5.20
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
Ml [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.02	0.03
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.02	0.03

B = 0.50 (m)
 L = 0.50 (m)
 D = 1.15 (m)

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 16.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 16.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\phi' = 22.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\phi' = 22.00$ (°)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 6.90 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 6.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 7.82$

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

$N_c = 16.88$

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

$N_\gamma = 7.13$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$s_c = 1.46$

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

$s_q = 1.40$

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$

$s_\gamma = 0.60$

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

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

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1.37$$

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

$$d_c = 1.42$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 109.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 20.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 47.45 \geq q = 20.80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

6.4 Caso 3: fondazioni poggianti su depositi calcarenitici – Tufi delle Murge

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

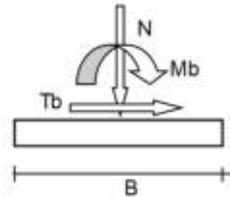
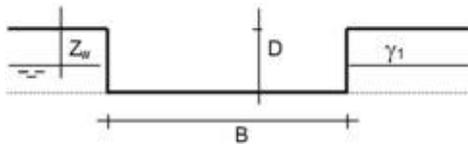
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

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

Metodo di calcolo		coefficienti parziali						
		azioni		proprietà del terreno		resistenze		
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4.00	0.00	5.20
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.02	0.03
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.02	0.03

$$B = 0.50 \text{ (m)}$$

$$L = 0.50 \text{ (m)}$$

$$D = 1.15 \text{ (m)}$$

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \text{ (kN/mc)}$$

$$\gamma = 19.00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 270.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 31.00 \text{ (°)}$$

Valori di progetto

$$c' = 270.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 31.00 \text{ (°)}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 10.35 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

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

$$Nq = 20.63$$

$$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$$

$$Nc = 32.67$$

$$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N\gamma = 25.99$$

s_c, s_q, s _{γ} : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$$

$$s_c = 1.63$$

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

$$s_q = 1.60$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.60$$

d_c, d_q, d _{γ} : fattori di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_q = 1.33$$

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

$$d_c = 1.34$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$q_{lim} = 19835.28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Pressione massima agente

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

$q = 20.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R = 8624.03 \geq q = 20.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

6.5 Caso 4: fondazioni poggianti su Calcare di Bari

**Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci**

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

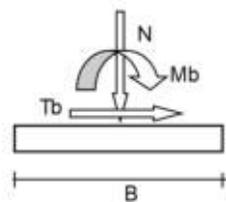
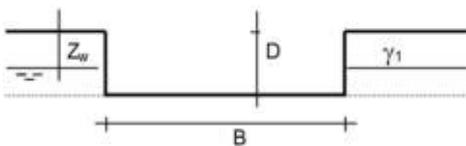
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \phi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4.00	0.00	5.20
Mb [kNm]	0.00	0.00	0.00
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	0.00	0.02	0.03
Tl [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	0.00	0.02	0.03

B = 0.50 (m)
L = 0.50 (m)
D = 1.15 (m)

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 290.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 33.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 290.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 33.00$ (°)

q : sovraccarico alla profondità D

q = 11.50 (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

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

Nq = 26.09

$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$

Nc = 38.64

$N\gamma = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$

N γ = 35.19

s_c, s_q, s _{γ} : fattori di forma

$s_c = 1 + B \cdot Nq / (L \cdot Nc)$

s_c = 1.68

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

s_q = 1.65

$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$

s _{γ} = 0.60

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

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

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

$d_q = 1.31$

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

$d_c = 1.33$

$d_\gamma = 1$

$d_\gamma = 1.00$

Carico limite unitario

$q_{lim} = 25567.11 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Pressione massima agente

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

$q = 20.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Verifica di sicurezza capacità portante

$q_{lim} / \gamma_R = 11116.13 \geq q = 20.80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

7 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- ❖ Decreto Ministeriale 17.01.2018 (Suppl. Ord. G. U. 20 febbraio 2018 n. 42) Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- ❖ Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;
- ❖ Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 (Gazzetta Ufficiale n. 35/2019);
- ❖ Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – ENV 1997 – 1;
- ❖ D.G.R. 2 marzo 2004, n. 153 - L.R. 20/00 - O.P.C.M. 3274/03 – Individuazione delle zone sismiche del territorio regionale e delle tipologie di edifici ed opere strategici e rilevanti - Approvazione del programma temporale e delle indicazioni per le verifiche tecniche da effettuarsi sugli stessi.