



CONSORZIO DI BONIFICA DELL'ORISTANESE
Via Cagliari n. 170 - Oristano

"CONVERSIONE DELLA RETE DI DISTRIBUZIONE A
CANALETTA DEL DISTRETTO A GRAVITA' DI
PESARIA IN RETE TUBATA"

OPERE INFRASTRUTTURALI A VALERE SU FONDO SVILUPPO E COESIONE
2021-2027



C.A.T. P0520

C.U.P.: G17H2000304002

C.I.G.:

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

Progettista
Ing. Bravin Giorgio

Collaboratori
Geom. Cicu Lorenzo
Geol. Sanna Stefano

Responsabile Unico del Progetto
Dott. Agr. Serafino Angelo Meloni

Il Consorzio di Bonifica dell'Oristanese
Il Presidente
Dott. Carlo Corrias

Titolo

Allegato

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

1.3

Rev.	Data	Nome file	Redattore	Verificatore
	04/2024		Ing. Bravin Giorgio	

Sommario

1.RELAZIONE GEOLOGICA.....	2
2. RELAZIONE GEOTECNICA.....	22

RELAZIONE GEOLOGICA

Sommario

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	4
3. NORMATIVA VIGENTE	6
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	8
5. MORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA.....	12
6. CONTESTO GEOLOGICO LOCALE	14
7. SISMICA	15
8. CONCLUSIONI	19
ALLEGATO – CARTA GEOLOGICA.....	21

1. PREMESSA

Il presente lavoro fa parte integrante del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE) dei lavori di **“Conversione della rete di distribuzione a canaletta del distretto a gravità di Pesaria in rete tubata”** - CAT P0520 – CUP G17H2000304002, relativo a opere infrastrutturali a valere sulle risorse relative alla programmazione del Fondo Sviluppo e Coesione (FSC) 2021-2027 per interventi immediatamente cantierabili.

La rete di distribuzione del distretto di Pesaria è suddivisa tra linee principali (canali generali H e G), di lunghezza pari a circa 8.500 metri, con diametri tra il DN 1200 e il DN 700 e linee secondarie, di lunghezza di circa 19.700 metri con diametri DN 500, DN 400 e DN 300.

Lo studio geologico ingloba la totalità del territorio coinvolto dalla rete di distribuzione del distretto di Pesaria (Progetto generale), mentre questa specifica attività progettuale, che rappresenta il I Lotto funzionale, prevede la sostituzione delle attuali condotte irrigue a canaletta e a gravità (fuori terra), in calcestruzzo, con tubazioni interrate in PEAD (polietilene ad Alta Densità), del Canale generale G, di lunghezza pari a 1.562,28 metri e diametri tra il DN 1200 e il DN 700, e secondarie, di lunghezza di 7.293,54 metri, con diametri dal DN 700 al DN 300. Nel medesimo I lotto è altresì prevista la stessa tipologia di lavoro con sostituzione delle canalette con rete tubata interrata per la diramazione finale del Canale generale H (H11) di sole linee secondarie di lunghezza pari a circa 1100,00 metri.

Di seguito verranno analizzate le condizioni geologiche, geomorfologiche e idrogeologiche dell'intera area interessata dal progetto generale, compresa quindi la parte oggetto del I Lotto funzionale, facendo riferimento alla geologia, idrogeologia e geomorfologia ufficiale. Ulteriori nuovi elementi sono stati acquisiti nel rilevamento di campagna e dall'interpretazione delle foto aeree.

Non è stata prevista nessuna indagine geologica aggiuntiva in quanto sono stati ritenuti sufficienti, per la tipologia di opere da realizzare e per le formazioni geologiche riscontrate nell'area, il rilevamento di campagna, la fotointerpretazione e i dati bibliografici esistenti.



Fig. 1

Il tratto iniziale del Canale generale G da cui si diparte la distribuzione dell'acqua irrigua in questa area, tramite le preesistenti canalette a gravità (impianto di Pesaria)

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area interessata dal progetto generale è ubicata nel territorio Comunale di Oristano e più precisamente occupa la parte periferica della città, dal settore nord-occidentale (vasca di Pesaria) sino a quello sud-occidentale, quest'ultimo compreso tra il Canale di San Giovanni e il Canale di Pesaria.

In particolare, il territorio coinvolto ricade nella seguente cartografia ufficiale:

- tavolette I.G.M.I, in scala 1:25000, Foglio 528 sez. I "Oristano Nord" e sez. II "Oristano Sud";
- C.T.R. Carta Tecnica Regionale, in scala 1:10000, Foglio 528070 "Cabras" e 528110 "Foce del Tirso";
- Carta Geologica D'Italia, in scala 1:100000, Foglio 217 "Oristano";
- Carta Geologica d'Italia in scala 1:50000, Foglio 528 "Oristano".

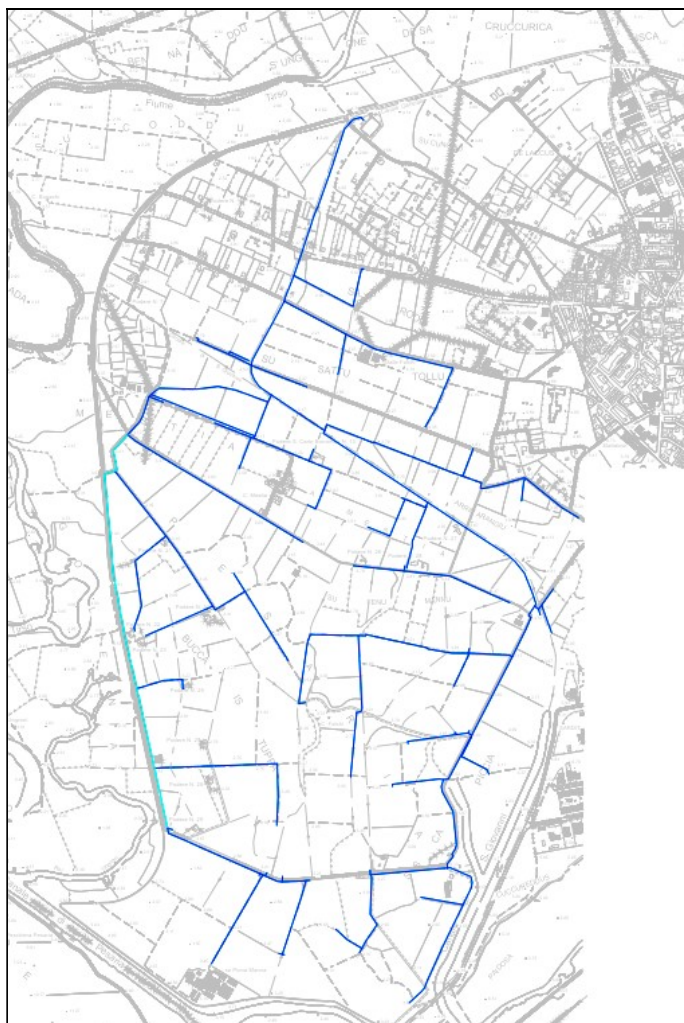




Fig. 3 Veduta aerea del sito di intervento

3. NORMATIVA VIGENTE

Le principali condizioni vincolanti che interessano la progettazione o la sostituzione di reti idriche e fognarie urbane e le reti di sottoservizi di qualsiasi tipo e che prevedono lo studio geologico della zona di possibile influenza dei relativi interventi progettuali, sono contenute nei seguenti riferimenti normativi:

D.M. LL.PP. del 11/03/1988 e relative Circolari Ministeriali.

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

Circolare n. 617 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009

Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008

Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 17 Gennaio 2018

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»

Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle **"Norme tecniche per le costruzioni"**» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018.

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

Ordinanza P.C.M. n. 3341 del 3.5.2005

Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006

Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone

DPCM 29/09/1998 e relativi allegati

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, c.1 e 2 del D.L. 11 Giugno 1998, n.180

P.A.I. Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico e relative Norme di attuazione

Regione Autonoma della Sardegna (N.A. Aggiornamento Del. C.I. n.15 del 22/11/2022)

Piano Stralcio della Fasce Fluviali (PSFF)

Regione Autonoma della Sardegna

Circolare 9 Gennaio 1996 n. 218/24/3 Ministero dei Lavori Pubblici

Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica

D.Lgs 152/06 e ss.mm.ii.

Norme in materia ambientale

Piano Urbanistico Comunale (P.U.C.) vigente del Comune di Oristano

Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A) – II ciclo di pianificazione 2022-2027 (Agg. Del. C.I. n. 14 del 21/12/2021)

Gli interventi in progetto ricadono nelle aree individuate nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), elaborato dalla Regione Sardegna ai sensi della L. 18.05.1989 n° 183 e della L. 03.08.1998 n° 267 e in particolare nel sub bacino del Tirso, settore a rischio idraulico inquadrato dalla tavola n° 8 G.F..

Gli stessi ambiti non ricadono tra quelle perimetrate dal P.A.I. come aree a pericolosità geomorfologica, mentre a seguito di studio eseguito dal Comune di Oristano, ai sensi dell'art. 8 c. 2 delle Norme Tecniche di Attuazione del P.A.I. (Delibera n. 02 del 03.07.2018 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di

Bacino Regionale della Sardegna), la nuova mappatura di pericolosità idraulica risultante dal predetto studio si estende su tutto il tracciato delle condotte con un livello di pericolosità alto Hi_4 (aree inondabili da piene con portate di colmo caratterizzate da tempi di ritorno di 50 anni), ad eccezione di alcuni tratti del tracciato, con pericolosità idraulica che in taluni settori diventa bassa sino ad Hi_1 . (vedere Carta dei Vincoli idrologici – allegato 2.3).

Il Piano Stralcio Fasce Fluviali (PSFF) individua l'intero territorio interessato dal progetto come *fascia geomorfologica C*, quale "regione fluviale potenzialmente oggetto di inondazione nel corso delle piene caratterizzate da un elevato tempo di ritorno (500 anni) e comunque di eccezionale gravità".

Nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A), aggiornato al 2021, l'ampio sito in esame è mappato secondo le tre classi di pericolo P1, P2 e P3 (vedere Carta dei Vincoli idrologici – allegato 2.3).

Le Norme Tecniche di Attuazione del Piano Paesaggistico Regionale (P.P.R.) approvato con Legge Regionale n°8 del 25.11.2004 e allegato alla Delibera G.R. n° 36/07 del 5.09.2006 inseriscono l'area nell'ambito n. 9 Golfo di Oristano, nei Fogli 528 I e 528 II in scala 1:25000 (vedere Carta dei Vincoli paesaggistici – allegato 2.1).

Il Piano Urbanistico Comunale (P.U.C.), infine, inquadra il territorio in studio nelle zone C2 e G2 (quest'ultima con una fascia destinata a Parco e aree di connessione ambientale) nella zonizzazione urbana, mentre in quella extraurbana, nella quale si trova la maggior parte dell'area, il PUC prevede una destinazione urbanistica di zonizzazione agraria compresa tra E1 ed E3 (vedere Carta dei Vincoli urbanistici – allegato 2.2).

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il territorio di Oristano è costituito da terreni sedimentari e vulcanici di età terziaria e quaternaria, fatta eccezione per l'Isola di Mal di Ventre, costituita da formazioni del basamento cristallino paleozoico.

E' localizzato nella sub-regione del Campidano, una vasta superficie sub-pianeggiante o debolmente ondulata, modellata sui potenti depositi detritici Plio-quaternari di varia origine, che si estende per circa 100 chilometri, con direzione NO-SE dal Golfo di Cagliari a quello di Oristano e una larghezza di circa 40 chilometri, delimitata ad est e ad ovest dai due pilastri tettonici, che

nel Campidano di Oristano sono rappresentati ad est dalla dorsale del Monte Grighine e dall'edificio vulcanico di Monte Arci, ad ovest dalla penisola del Sinis. A nord, invece, è delimitata dal massiccio vulcanico del Montiferru. La piana oristanese rappresenta la parte più occidentale della fossa tettonica Plio-quadernaria, nota come "graben campidanese", derivante dal ringiovanimento lungo i bordi paleozoici della struttura oligo-miocenica, nota come "Fossa Sarda", sviluppata dal Golfo di Cagliari a quello dell'Asinara, in corrispondenza delle direttrici tettoniche responsabili della parte mediana e meridionale della stessa. Quest'ultima è stata colmata da oltre 1.500 metri di sedimenti marini quali marne, calcari, calcareniti, spesso fossilifere, alternati ad episodi vulcanici del ciclo calco-alcalino, che spesso affiorano lungo i bordi della stessa fossa. Durante il Plio-Quaternario nel Campidano sono stati ulteriormente depositi circa 800 metri fra sedimenti e vulcaniti alcaline che poggiano sulle formazioni più antiche del ciclo sedimentario e vulcanico oligo-miocenico. La serie sedimentaria Plio-quadernaria, di spessore variabile fra qualche decina a qualche centinaio di metri, è il risultato della colmata operata da parte del fiume Tirso e dei suoi affluenti nel Pleistocene ed Olocene. Tale successione è costituita da sedimenti continentali, per lo più appartenenti alla Formazione di Samassi, sui quali poggiano potenti depositi alluvionali, lacustri e lagunari pleistocenici, seguiti da depositi marini e lagunari flandriani-versiliani con intercalate le lave basaltiche. I depositi marini quadernari, rappresentati da depositi di ambiente freddo e da depositi tirreniani tipici, sono presenti nelle sole fasce costiere. Il sottosuolo campidanese è caratterizzato, quindi, dall'alternarsi di strati più o meno potenti, talora lentiformi, di ghiaie ciottoloso-sabbiose, di argille, argille limose e sabbie argilloso-limose, localmente sono presenti anche livelli torbosi, depositi a più riprese dal Tirso e dai suoi affluenti e che grande importanza hanno avuto nella formazione della piana e nel suo successivo modellamento. I singoli orizzonti, spesso lentiformi, presentano spessori molto variabili da luogo a luogo, rendendo difficili le correlazioni stratigrafiche.

La piana dell'Oristanese è attraversata dal tratto terminale del fiume Tirso e dei suoi affluenti, con una superficie resa meno monotona dalla presenza di superfici terrazzate, lagune, stagni e piccole paludi. Questi corpi idrici, relitti di bracci fluviali e meandri abbandonati del Tirso e dei suoi affluenti, oggi in

parte bonificati, ed i terrazzi fluviali, testimoniano le modificazioni evolutive dei corsi d'acqua e della linea di costa legate a periodi di sedimentazione, alternati ad altri di erosione. L'area, oggi pressoché pianeggiante, è caratterizzata dalla presenza di terrazzi fluviali dovuti alle inondazioni dei fiumi gravitanti nell'area, che si possono differenziare tra loro oltre che per la posizione topografica, anche per il tipo di deposito e per il tipo di suolo che su di essi si è evoluto. I terrazzi sub-attuali ed attuali si trovano nell'area di golena e sono costituiti da sabbie quarzose fini e ghiaie e ciottoli eteromorfi e poligenici, sui quali si sono evoluti dei suoli, denominati terreni di "Bennaxi" che presentano elevate potenzialità per l'uso agricolo. I terrazzi più antichi che si sviluppano a quote più alte rispetto ai primi sono caratterizzati, invece, da livelli di ciottoli e ghiaie poligeniche ed eterometriche, in matrice sabbioso-limoso-argillosa ferrettizzata, fortemente addensati. Su di essi si sono evoluti dei suoli meno fertili dei precedenti, denominati terreni di "Gregori".

La successione stratigrafica del sottosuolo dell'entroterra del Golfo di Oristano è particolarmente conosciuta per effetto dell'interpretazione delle stratigrafie di pozzi eseguiti tra il 1961 e il 1962 per ricerca d'idrocarburi (Oristano 1 ed Oristano 2). Nello specifico il primo, della profondità di 1802 metri, è stato realizzato presso *Case Sassu* (localizzato tra lo stagno di *S'Ena Arrubia* e l'ex stagno di Sassu), mentre il secondo, della profondità di 1700 metri, è stato realizzato nei pressi dell'abitato di Riola Sardo (OR). L'area di Oristano, come tutte le pianure alluvionali, è formata in superficie da ghiaie, sabbie, limi e argille sedimentati a più riprese dalle acque fluviali e torrentizie che durante il Quaternario, scendevano dai rilievi dell'interno verso una vasta area in lento abbassamento, chiusa verso il mare dai due promontori di *Capo Frasca* e di *Capo San Marco*. Per quel che concerne gli aspetti tettonici e strutturali, si evidenzia come la piana di Oristano si sia costituita su una fossa tettonica terziaria ("rift sardo") progressivamente colmata di sedimenti alluvionali trasportati dal sistema idrografico del fiume Tirso e dai reticoli idrici minori adiacenti, alimentati questi ultimi dal complesso vulcanico del M.te Arci.



Fig. 4 - Stralcio della Carta Geologica d'Italia Foglio 217 "Oristano"

Oltre a questi terreni di origine alluvionale, si riscontrano altre unità deposizionali connesse con le note oscillazioni climatiche e le relative regressioni e trasgressioni marine, che hanno dato luogo a processi deposizionali di potenti coltri sedimentarie in ambiente marino, marino-litorale e fluvio-deltizio. Di altra origine i depositi di spiaggia caratterizzanti la zona litorale e retro-litorale e i depositi lacustri e palustri affioranti per tutta l'estensione delle zone umide dell'oristanese.

Nella piana di Oristano è possibile distinguere (vedi fig.4) schematicamente tre sub-zone a differente affinità geo-litologica:

a) zona ovest:

- depositi di spiaggia, costituiti da sabbie di origine eolica, la cui origine è legata allo spianamento delle dune eoliche di età würmiana (Pleistocene) che si sono impostate sui sottostanti sedimenti palustri;
- sedimenti lacustri e palustri originatisi durante l'Olocene e depositati a causa della conformazione geomorfologica della zona e che ha favorito la formazione di cordoni litoranei permettendo la "chiusura" degli specchi d'acqua.

b) zona centrale:

depositi alluvionali eterogenei caratterizzati dalla notevole estensione areale dei depositi più recenti che, giacenti sulle alluvioni pleistoceniche, hanno contribuito a colmare la fossa tettonica terziaria.

c) zona orientale:

le vulcaniti acide e basiche di età plio-pleistocenica del sistema vulcanico del Monte Arci.

5. MORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA

La conformazione morfologica generale del territorio comunale di Oristano è contraddistinta principalmente dalla grande Piana alluvionale oristanese, completamente pianeggiante con quote medie oscillanti tra i 5 e i 10 metri s.l.m.. Tale assetto è interrotto da pochi rilievi con quote comunque sempre modeste. Questa morfologia si estende sino alla zona costiera nella quale si riscontra la presenza di cordoni litorali che hanno contribuito naturalmente alla formazione delle zone umide.

Nella sintesi complessiva, da rilevare anche la presenza dei terrazzi fluviali e degli orli di scarpata degli stessi, i cui dislivelli non superano mai i 10 metri.

L'area di interesse è attraversata dal fiume Tirso, il più importante della Sardegna per lunghezza e ampiezza del bacino idrografico. A partire dalla Dighetta di Santa Vittoria (Comune di Ollastra) costruita intorno al 1940, il suo tratto terminale è stato regimato con la realizzazione di arginature che lo accompagnano sino alla foce in corrispondenza del Golfo di Oristano. Tale sistema di contenimento dei deflussi di piena ha avuto l'importante funzione di protezione delle aree agricole ed urbane, un tempo spesso interessate dagli straripamenti e dalle stesse piene del corso d'acqua. In particolare, il settore più ad ovest dell'abitato di Oristano, è occupato dalla piana alluvionale, superficie pianeggiante, a tratti terrazzata, localmente depressa, sulla quale si sviluppa la parte finale del corso del fiume Tirso, con ampie anse che si alternano a minori tratti sub-rettilinei o a debole curvatura. In corrispondenza della foce, il Tirso assume in linea generale una tipica conformazione a meandri, talvolta divaganti rispetto all'alveo principale in sistemi di anse abbandonate (lanche). Dalla documentazione bibliografica esaminata e dagli studi specialistici effettuati, l'analisi morfo-evolutiva del Tirso evidenzia come nel tratto fluviale che insiste nel territorio oggetto degli interventi progettuali sia chiara una "propensione all'erosione spondale e alla divagazione planimetrica, dovuta verosimilmente alla costante e naturale tendenza del corso d'acqua di modificare o di recuperare un precedente assetto

geomorfologico dei meandri". Questo fenomeno erosivo si concentra in corrispondenza della sponda esterna della curva fluviale, dove tendenzialmente si concentrano le massime velocità della corrente, mentre in quella interna, viceversa, dove le velocità della corrente fluviale sono minime, si rilevano attività di sedimentazione. A tali processi conseguono nel suo insieme continui spostamenti laterali dell'alveo. La forte tendenza erosiva del Tirso in questo tratto finale ha determinato, negli ultimi cinquanta anni, il progressivo arretramento di circa 45 metri della fascia golenale, attualmente delimitata dall'argine sinistro.



Fig. 5 Evoluzione planimetrica del Tirso dal 1954 al 2013 con evidenza dell'abbandono dei meandri in corrispondenza di eventi eccezionali

La circolazione idrica superficiale è ugualmente dominata dalla presenza del fiume Tirso e dai numerosi canali di scolo a servizio della rete di irrigazione del Consorzio di Bonifica dell'Oristanese (CBO). Tale sistema di canali consortili recapita le acque superficiali, tramite il Canale di San Giovanni, allo stagno di Santa Giusta, quest'ultimo collegato con il mare tramite il Canale di Pesaria. I suoli superficiali sono composti prevalentemente da frazioni argillose e limose, caratterizzati da ridotto flusso idrico.

La circolazione idrica sotterranea avviene nei livelli granulari delle alluvioni recenti del Tirso. Dai dati bibliografici esistenti, la zona è stata investigata sino alla profondità di 25 metri dal p.c. permettendo l'intercettazione dell'unità idrogeologica delle alluvioni recenti, costituita da livelli argilloso-limosi e livelli sabbiosi, a permeabilità da bassa a media, e sabbioso-ghiaiosi, a permeabilità

da media ad alta. In tale unità idrogeologica si riscontrano acquiferi freatici e semiconfinati principali, alimentati fondamentalmente dal corso di subalveo del Tirso, dal drenaggio dei numerosi canali di bonifica, dalla stessa infiltrazione efficace alimentata dalle acque meteoriche. Dai sondaggi geognostici eseguiti nella zona per altri progetti emerge la presenza di una falda semiconfinata alla profondità di 2 metri dal p.c., con livello idrostatico stabilizzato mediamente a 1,33 metri dal p.c.

6. CONTESTO GEOLOGICO LOCALE

La raccolta di informazioni bibliografiche e il rilievo di campagna ha permesso di caratterizzare il settore interessato dall'intervento in progetto.

Il territorio di Oristano – *Sa Rodia/Brabau* è sostanzialmente omogeneo e costituito dal grande sistema dei sedimenti quaternari compresi tra i corsi d'acqua del Tirso e lo stagno di Santa Giusta. Occupa la parte del Campidano di Oristano compresa tra lo Stagno di Santa Giusta e lo Stagno di Cabras e costituisce l'originaria area di esondazione retro-costiera del Tirso. Nell'area d'interesse si rinvencono le formazioni alluvionali recenti e attuali costituite da limi, limi sabbiosi, limi argillosi, sabbie argilloso-limose che costituiscono il substrato delle piane alluvionali dei corsi d'acqua, i cui alvei sono stati spesso modificati o sistemati da opere di bonifica. Si tratta di depositi alluvionali eterogenei, sciolti, sabbioso-limosi o sabbioso-ghiaiosi in profondità (OLOCENE), passanti a depositi di ambiente palustre, costituiti da limi ed argille limose, talvolta ciottolose, fanghi torbosi con frammenti di molluschi (OLOCENE), non affioranti nel sito in esame.

Le stratigrafie esaminate relative a progetti precedenti confermano che il sottosuolo dell'area è caratterizzato dall'alternarsi di strati più o meno potenti, talora lentiformi, di ghiaie ciottoloso-sabbiose, di argille, argille limose e sabbie argilloso-limose. Localmente sono presenti anche dei livelli torbosi. I singoli orizzonti presentano spessori molto variabili da luogo a luogo, rendendo difficili le correlazioni stratigrafiche.

Lungo le sezioni geologiche disponibili, in particolare sulle sponde delle canalizzazioni più importanti, si rileva la classica facies litologica costituita da terreni sabbioso-limosi, occasionalmente ghiaiosi, che mostra in superficie la messa in posto di sedimenti associati a processi deposizionali in condizioni di

bassa energia, così come evidenzia l'andamento meandriforme dell'alveo del Tirso.



Fig. 6

7. SISMICA

Le relazioni e le indagini specialistiche sono eseguite in conformità alle Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, sostituito dal D.M. Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 e dalla Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019, le quali definiscono i principi da seguire “per il progetto, l’esecuzione e il collaudo delle costruzioni, nei riguardi delle prestazioni loro richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio e di durabilità. Esse forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere”.

L'O.P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003 classifica dal punto di vista sismico l'intero territorio nazionale, inserendo il Comune di Oristano (così come tutti i Comuni Sardi) nella zona 4, definita la "meno pericolosa, con probabilità che capitino un terremoto molto bassa" a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale " $a_g/g < 0,05$ con possibilità di danni sismici basse".

La stessa zonizzazione è stata confermata anche dalla Regione Sardegna con D.G.R. 15/31 del 30/03/2004.

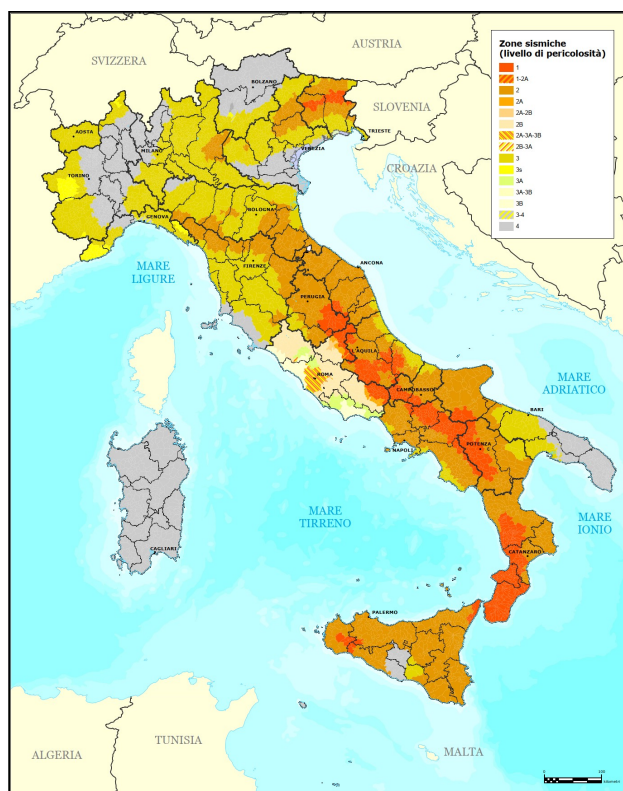


Fig. 7 Classificazione sismica al 2015

Alla zona 4 corrisponde un'accelerazione orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni inferiore a 0,05 (a_g/g). Questo si traduce in un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0,05 (a_g/g) riferita a suoli molto rigidi.

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico
	(a_g/g)	(a_g/g)
1	0,25 - 0,35	0,35
2	0,15 - 0,25	0,25
3	0,05 - 0,15	0,15
4	$\leq 0,05$	0,05

(O.P.C.M. n. 3519 del 28 aprile 2006)

In funzione delle diverse categorie di suolo e relativamente all'amplificazione stratigrafica si considerano i seguenti Coefficienti S_s (coefficiente stratigrafico) e C_c (coefficiente che modifica il valore di T_c , periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico) riportati nella seguente tabella:

Tab.3.2.IV *Espressioni dei Coefficienti S_s e C_c*

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

I valori dei parametri caratteristici dello spettro di risposta elastico per il calcolo delle azioni sismiche orizzontali secondo le Norme tecniche per le costruzioni sono quelli di seguito indicati:

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_c	T_D
-------------------------	-------	-------	-------	-------

dove S è il fattore amplificativo e T_B , T_c e T_D sono i tempi relativi ai vari tratti dello spettro di risposta, corrispondente alle diverse categorie di profilo stratigrafico.

7.1. Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale tenendo conto della tipologia e caratterizzazione geotecnica dei terreni esistenti in sito. Secondo quanto riportato all'interno delle NTC 2018, la valutazione dell'azione sismica di progetto può essere effettuata mediante un approccio semplificato se le

condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano riconducibili alle categorie di sottosuolo riportate in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

In relazione alle categorie di suolo, l'area d'indagine è da intendersi appartenente alla CATEGORIA "D": Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o a grana fine scarsamente consistenti, caratterizzati da valori di Velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.

Si evidenzia, inoltre, che trattandosi di costruzione/intervento di modesta rilevanza come riportato nell'ultimo capoverso del punto 6.2.2 (INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA) del D.M. 17/01/2018: "Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata su preesistenti indagini e prove documentate, ferma restando la piena responsabilità del progettista su ipotesi e scelte progettuali".

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (NTC 2018):

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove ST assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base dove ST assume valore unitario.

Gli interventi in progetto sono ubicati in corrispondenza di una superficie pianeggiante; pertanto, può essere assunto un valore di ST pari a 1.0. La progettazione delle fondazioni riguarda generalmente anche la verifica nei confronti della liquefazione e della stabilità globale. Nel caso in questione, tuttavia, vista la struttura litostratigrafica del sito, la verifica nei confronti della liquefazione può essere omessa non avendo riscontrato la presenza di terreni granulari sabbiosi saturi.

L'azione sismica di progetto viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito d'intervento, elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e delle relative forme spettrali. Queste ultime previste dalle stesse NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri, a_g accelerazione orizzontale massima del terreno, F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale, T^*c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

8. CONCLUSIONI

Nell'ambito dello studio geologico relativo al progetto di **"Conversione della rete di distribuzione a canaletta del distretto a gravità di Pesaria in rete tubata"** - CAT P0520 – CUP G17H2000304002, relativo a opere infrastrutturali a valere sulle risorse relative alla programmazione del Fondo Sviluppo e Coesione (FSC) 2021-2027 per interventi immediatamente cantierabili, si è predisposto un inquadramento geologico ottenuto dalla raccolta di dati bibliografici e dal rilevamento di campagna. L'analisi svolta ha permesso di evidenziare un contesto geologico stabile e poco problematico, in relazione alle opere in progetto, non prevedendo, in tal senso, nessuna indagine geologica aggiuntiva.

Anche gli aspetti stratigrafici, geomorfologici ed idrogeologici esaminati non hanno dato luogo a particolari problematiche rispetto ai lavori da realizzare.

Nell'area interessata dall'intervento sono state rilevate, nello specifico, le formazioni alluvionali recenti e attuali rappresentate dai limi, limi sabbiosi, limi argillosi, dalle sabbie argilloso-limose che, nell'insieme, non comportano fenomeni di instabilità e che hanno caratteristiche tali da essere facilmente scavabili con i mezzi meccanici convenzionali. Nelle opere di scavo superiori al metro di profondità, nei terreni in prevalenza limo-argillosi, la tenuta degli stessi, a breve e a lungo termine sarà da considerare scarsa, mentre nelle facies più francamente sabbioso-limose, la tenuta sarà assai bassa e in falda praticamente nulla. Dovranno pertanto essere adottati gli specifici accorgimenti in relazione a possibili fenomeni di "sgrottamento" e di instabilità delle pareti di scavo, oltre alle interferenze della falda idrica.

Dallo studio risulta che la soggiacenza della falda si attesta mediamente intorno a 1.33 metri dal p.c., ma è prevedibile una discreta oscillazione.

Essendo la zona pianeggiante, non si evidenziano fenomeni franosi in evoluzione o di instabilità, come pure non esiste una copertura pedologica che possa essere compromessa dalla realizzazione delle opere.

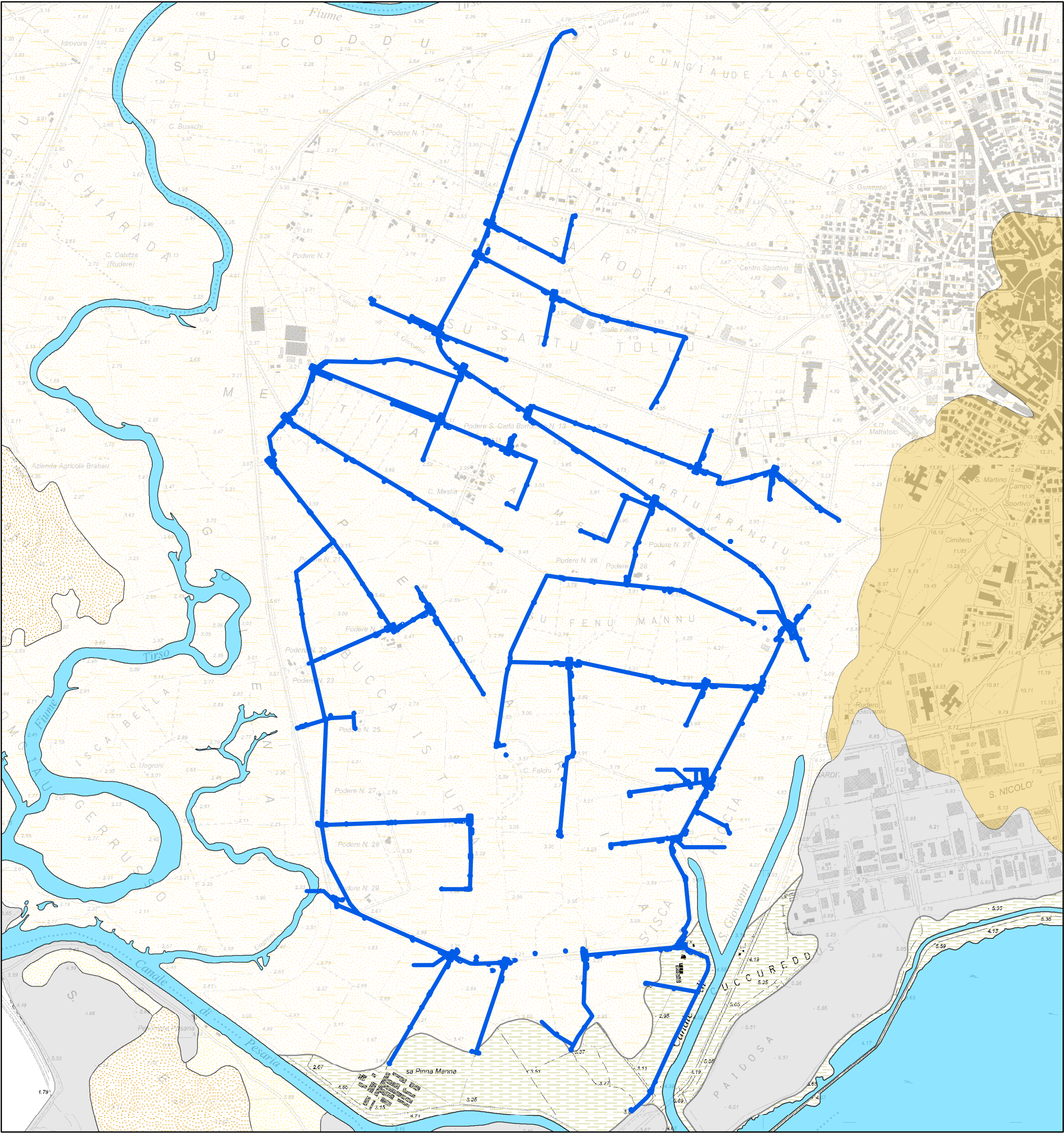
Sull'intero percorso del tracciato delle nuove condotte, dal P.A.I. (art. 8 c.2) emerge una pericolosità idraulica alta Hi_4 , ad eccezione di alcuni tratti dello stesso, con pericolosità idraulica che in taluni settori diventa bassa sino ad Hi_1 .

Sulla base di quanto sopra specificato si ritiene che le opere previste dal Progetto siano fattibili sotto il profilo geologico e idrogeologico.

CARTA GEOLOGICA

Legenda

- Condotte in progetto
- Laghi
- Depositi antropici. Materiali di riporto e aree bonificate. OLOCENE
- Depositi alluvionali. Sabbie con subordinati limi e argille. OLOCENE
- Depositi eolici. Sabbie di duna ben classate. OLOCENE
- Depositi palustri. Limi ed argille limose talvolta ciottolose, fanghi torbosi con frammenti di molluschi. OLOCENE
- Depositi di spiaggia antichi. Sabbie, arenarie, calciruditi, ghiaie con bivalvi, gasteropodi, con subordinati depositi sabbioso-limosi e calcilutiti di stagno costiero. Spessore: fino a 3-4 m. ?PLEISTOCENE SUP. - ?OLOCENE
- Litofacies nel Subsistema di Portoscuso (SINTEMA DI PORTOVESME). Ghiaie alluvionali terrazzate da medie a grossolane, con subordinate sabbie. PLEISTOCENE SUP.



RELAZIONE GEOTECNICA

Sommario

1. PREMESSA	23
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	24
3. NORMATIVA VIGENTE	24
4. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	27
5. DESCRIZIONE DELLE OPERE	29
6. VERIFICHE GEOTECNICHE	29
7. CONCLUSIONI	31
ALLEGATO - VERIFICHE GEOTECNICHE.....	33

1. PREMESSA

La relazione che segue fa parte integrante del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE) dei lavori di **"Conversione della rete di distribuzione a canaletta del distretto a gravità di Pesaria in rete tubata"** - CAT P0520 – CUP G17H2000304002, relativo a opere infrastrutturali a valere sulle risorse relative alla programmazione del Fondo Sviluppo e Coesione (FSC) 2021-2027 per interventi immediatamente cantierabili.

La rete di distribuzione del distretto di Pesaria è suddivisa tra linee principali (canali generali H e G), di lunghezza pari a circa 8.500 metri, con diametri tra il DN 1200 e il DN 700 e linee secondarie, di lunghezza di circa 19.700 metri con diametri DN 500, DN 400 e DN 300.

Lo studio geotecnico ingloba la totalità del territorio coinvolto dalla rete di distribuzione del distretto di Pesaria (Progetto generale), mentre questa specifica attività progettuale, che rappresenta il I Lotto funzionale, prevede la sostituzione delle attuali condotte irrigue a canaletta e a gravità (fuori terra), in calcestruzzo, con tubazioni interrate in PEAD (polietilene ad Alta Densità), del Canale generale G, di lunghezza pari a 1.562,28 metri e diametri tra il DN 1200 e il DN 700, e secondarie, di lunghezza di 7.293,54 metri, con diametri dal DN 700 al DN 300. Nel medesimo I lotto è altresì prevista la stessa tipologia di lavoro con sostituzione delle canalette con rete tubata interrata per la diramazione finale del Canale generale H (H11) di sole linee secondarie.

Verranno analizzate le interazioni opera-terreno, facendo riferimento al modello geologico sviluppato in questa fase e che consente di caratterizzare i terreni attraversati. Non è stata prevista nessuna indagine geotecnica aggiuntiva in quanto si è ritenuto sufficiente, per la tipologia di opere da realizzare e per le formazioni geologiche riscontrate nell'area, il rilevamento di campagna, la fotointerpretazione e i dati bibliografici esistenti (compresi accertamenti geognostici e geotecnici relativi ad altri lavori eseguiti) e riferiti alla stessa zona.

In particolare, i risultati di precedenti indagini geognostiche realizzate nello stesso territorio, consentono di avere un quadro attendibile circa la conformazione dei terreni di fondazione presenti in corrispondenza delle opere da realizzare, con l'analisi di parametri che hanno permesso di determinare le caratteristiche stratigrafiche e fisico-meccaniche dei terreni interessati.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'intervento del progetto generale riguarda la messa in opera di condotte irrigue nel territorio Comunale di Oristano e più precisamente nella parte periferica della città, compreso tra il settore nord-occidentale (vasca di Pesaria) e quello sud-occidentale, quest'ultimo compreso tra il Canale di San Giovanni e il Canale di Pesaria.

Dal punto di vista cartografico gli interventi si inquadrano nella seguente documentazione ufficiale:

- tavolette I.G.M.I, in scala 1:25.000, Foglio 528 sez. I "Oristano Nord" e sez. II "Oristano Sud";
- C.T.R. Carta Tecnica Regionale, in scala 1:10.000, Foglio 528070 "Cabras" e 528110 "Foce del Tirso".



Stralcio da ortofoto con il tracciato delle nuove condotte

3. NORMATIVA VIGENTE

Le principali condizioni vincolanti che interessano la progettazione o la sostituzione di reti idriche e fognarie urbane e reti di sottoservizi di qualsiasi tipo, sono contenute nel D.M. 11.03.88, sostitutivo e integrativo del D.M.

21.01.81 e le relative circolari Ministeriali, che prevedono lo studio geotecnico della zona di possibile influenza degli interventi previsti (punto H1 lettera b del D.M. 11.03.88 Fattibilità geotecnica di opere su grandi aree).

In particolare, la circolare ministeriale raccomanda l'analisi del contesto in cui è compresa l'opera, considerando tutte le possibili interazioni che la stessa avrà con il sistema naturale in cui sarà inserita.

Gli interventi in progetto ricadono nelle aree individuate nel Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), elaborato dalla Regione Sardegna ai sensi della L. 18.05.1989 n° 183 e della L. 03.08.1998 n° 267 e in particolare nel sub bacino n. 2 "Tirso", settore a rischio idraulico inquadrato dalla tavola n° 8 G.F..

Gli ambiti interessati dalla progettazione non ricadono tra quelli perimetrati dal P.A.I. come aree a pericolosità geomorfologica, mentre a seguito di studio eseguito dal Comune di Oristano, ai sensi dell'art. 8 c. 2 delle Norme Tecniche di Attuazione del P.A.I. (Delibera n. 02 del 03.07.2018 del Comitato Istituzionale dell'Autorità di Bacino Regionale della Sardegna), la nuova mappatura di pericolosità idraulica risultante dal predetto studio si estende su tutto il tracciato delle condotte con un livello di pericolosità alto H_{i4} (aree inondabili da piene con portate di colmo caratterizzate da tempi di ritorno di 50 anni), ad eccezione di alcuni tratti del tracciato, con pericolosità idraulica che in taluni settori diventa bassa sino ad H_{i1} . (vedere Carta dei Vincoli idrologici – allegato 2.3).

Il Piano Stralcio Fasce Fluviali (PSFF) individua l'intero territorio interessato dal progetto come *fascia geomorfologica C*, quale "regione fluviale potenzialmente oggetto di inondazione nel corso delle piene caratterizzate da un elevato tempo di ritorno (500 anni) e comunque di eccezionale gravità".

Nel Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.G.R.A), aggiornato al 2021, l'ampio sito di interesse è mappato secondo le tre classi di pericolo P1, P2 e P3 (vedere Carta dei Vincoli idrologici – allegato 2.3).

Le Norme Tecniche di Attuazione del Piano Paesaggistico Regionale (P.P.R.) approvato con Legge Regionale n°8 del 25.11.2004 e allegato alla Delibera G.R. n° 36/07 del 5.09.2006 inseriscono l'area nell'ambito n. 9 Golfo di Oristano, nei Fogli 528 I e 528 II in scala 1:25000 (vedere Carta dei Vincoli paesaggistici – allegato 2.1).

Il Piano Urbanistico Comunale, infine, inquadra il territorio oggetto degli interventi in progetto nelle zone C2 e G2 (quest'ultima con una fascia destinata a Parco e aree di connessione ambientale) nella zonizzazione urbana, mentre in quella extraurbana nella quale si trova la maggior parte dell'area, il PUC prevede una destinazione urbanistica di zonizzazione agraria compresa tra E1 ed E3 (vedere Carta dei Vincoli urbanistici – allegato 2.2).

In dettaglio si riporta la seguente normativa di riferimento:

D.M. LL.PP. del 11/03/1988 e relative Circolari Ministeriali.

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

Circolare n. 617 Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009

Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008

Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 17 Gennaio 2018

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»

Circolare n. 7 C.S.LL.PP. del 21 Gennaio 2019

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018.

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica

Ordinanza P.C.M. n. 3341 del 3.5.2005

Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Ordinanza P.C.M. n. 3519 del 28.04.2006

Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone

DPCM 29/09/1998 e relativi allegati

Atto di indirizzo e coordinamento per l'individuazione dei criteri relativi agli adempimenti di cui all'art. 1, c.1 e 2 del D.L. 11 Giugno 1998, n.180

P.A.I. Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico e relative Norme di attuazione

Regione Autonoma della Sardegna (N.A. Aggiornamento Del. C.I. n.15 del 22/11/2022)

Piano Stralcio della Fasce Fluviali (PSFF)

Regione Autonoma della Sardegna

Circolare 9 Gennaio 1996 n. 218/24/3 Ministero dei Lavori Pubblici

Istruzioni applicative per la redazione della relazione geologica e della relazione geotecnica

D.Lgs 152/06 e ss.mm.ii.

Norme in materia ambientale

Piano Urbanistico Comunale (P.U.C.) vigente del Comune di Oristano

Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (P.R.G.A) – II ciclo di pianificazione 2022-2027 (Agg. Del. C.I. n. 14 del 21/12/2021)

4. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Le litologie in affioramento nel settore attraversato dalle opere in progetto sono legate al grande sistema dei sedimenti quaternari compresi tra il fiume Tirso e lo stagno di Santa Giusta.

Nel settore sono presenti formazioni alluvionali recenti e attuali costituite da limi, limi sabbiosi, limi argillosi, sabbie argilloso-limose che costituiscono il substrato delle piane alluvionali dei corsi d'acqua i cui alvei sono stati spesso modificati o sistemati da opere di bonifica. Si tratta di depositi alluvionali eterogenei sciolti, sabbioso-limosi o sabbioso-ghiaiosi in profondità (OLOCENE), di media qualità geotecnica, passanti a depositi di ambiente palustre, costituiti da limi ed argille limose, talvolta ciottolose, fanghi torbosi con frammenti di molluschi (OLOCENE), di mediocre qualità geotecnica, non visibili nel sito in esame.

Nel rilevamento, considerata la conformazione completamente pianeggiante o sub-pianeggiante dell'intero territorio, si sono analizzate le suddette formazioni lungo i canali di scolo consortili o nelle ridotte sezioni stradali mostrando i depositi alluvionali attuali nelle diverse facies descritte.

Il modello geologico descritto ed esaminato nel dettaglio nella relazione geologica, è chiaro lungo il tracciato delle condotte dove questi depositi di piana alluvionale sono palesemente alterati dalle attività antropiche di bonifica idraulica attraverso spianamenti, livellamenti, riporti e canalizzazioni artificiali.

Tali formazioni alluvionali sono caratterizzate da diverse unità deposizionali, impostate a quote differenti e che, dal punto di vista morfologico, rappresentano l'azione di processi deposizionali ed erosivi causati dalle variazioni eustatiche del livello marino e dei fattori paleoclimatici. Questi terreni, ad esclusione del livello superficiale, costituito da suolo vegetale

rimaneggiato misto a sabbia limosa, hanno una discreta omogeneità, tipica dei depositi di origine alluvionale e riconducibili ai depositi alluvionali recenti fluvio-lacustri e palustri, prevalentemente argillosi.

Con esclusione dello strato superficiale, di spessore generalmente compreso tra 20 e 40 centimetri, formato dal terreno vegetale e da sottili coperture eluviali, i terreni che ritroviamo nell'area attraversata dalle condotte, sono rappresentati da depositi alluvionali a granulometria finissima di tipo argilloso (generalmente coesivi e plastici) e sabbioso-limosi, di norma con basso grado di addensamento.

I terreni interessati dalle opere possono essere definiti, dunque, come un unico strato litologico, costituito in modo variabile da livelli francamente argillosi, mediamente compressibili e a comportamento esclusivamente coesivo e da livelli più sabbiosi, a comportamento prevalentemente attritivo, anche se dotati di una minima coesione legata alla possibile presenza della frazione limosa. Le proprietà geotecniche dei livelli litologici così descritti, ottenute dall'analisi dei dati bibliografici esistenti, hanno permesso classificazioni granulometriche riferite a campioni rappresentativi dei primi 5 metri dal p.c. che confermano quanto rilevato dalle osservazioni macroscopiche in merito alla composizione prevalentemente argillosa e sabbioso-limosa dei terreni dell'area studiata. Il valore del Limite Liquido [LL] per i campioni prelevati tra 0,5 e 1,0 metri dal p.c. è pari al 42%, il Limite Plastico [LP] al 16% e l'Indice Plastico [IP] al 26%. Le prove di taglio diretto mostrano valori di angolo di attrito interno $[\varphi]$ compresi tra $23,09^\circ$ (profondità di prelievo dei campioni 2,30-2,70 metri) e $23,15^\circ$ (profondità di prelievo dei campioni 6,40-8 metri), mentre la coesione $[c']$ è compresa rispettivamente tra 5,09 e 29,62 KPa. I terreni interessati dai lavori per la posa delle nuove tubazioni del Distretto di *Pesaria* sono rappresentati, dunque, in prevalenza, da limi, limi sabbiosi, limi argillosi, sabbie argilloso-limose e si possono ritenere, in generale, idonei per una sufficiente tenuta degli scavi, soprattutto se sopra la falda acquifera. Al contrario, la presenza della falda o dei livelli più francamente sabbiosi/ghiaiosi, potrebbe dar luogo ad interferenze durante le fasi di scavo e di posa delle tubazioni. In tal caso dovrà essere posta la massima attenzione nel corso dei lavori da parte dell'impresa esecutrice, adottando tutte le prescrizioni legate alla sicurezza previste dalla normativa

vigente. Le suddette litologie hanno caratteristiche tali da essere facilmente scavabili con delle terne convenzionali. La falda idrica è stata rilevata a profondità di circa 2 metri dal p.c..

5. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto del I lotto funzionale prevede la sostituzione delle condotte principali e secondarie, attualmente a canaletta (a gravità) in calcestruzzo con tubazioni interrate plastiche in Polietilene ad Alta Densità (PEAD), del Canale generale G, di lunghezza pari a 1.562,28 metri e diametri tra il DN 1200 e il DN 700, e secondarie, di lunghezza di 7.293,54 metri, con diametri dal DN 700 al DN 300. Nel medesimo I lotto è anche prevista la stessa tipologia di lavoro con sostituzione delle preesistenti canalette con rete tubata interrata per le diramazioni finali del canale generale H (H10-H11) di sole linee secondarie. Dalle nuove condotte secondarie verranno diramati i gruppi di consegna alle utenze.

6. VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche relative al carico ammissibile secondo le relazioni di Hansen, Terzaghi, Meyerhof, Vesic e Brinch-Hansen sono state eseguite utilizzando i parametri ricavati in letteratura relativi a lavori svolti nello stesso ambito territoriale. Le stesse sono state eseguite considerando le Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 e affrontando l'approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (A1) pari all'unità e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3 (2,3 per la capacità portante). Nelle verifiche si è ipotizzata la condizione peggiore, di una fondazione posta a -2.80 metri di profondità, con pressioni di contatto pari a 0.51 Kg/cm². Per semplicità di calcolo si è assunto come strato fondale quello di base costituito da materiale grossolano su cui va a poggiare la fondazione.

NTC 2018	HANSEN	TERZAGHI	MEYEROF	VESIC	BRINCH-HANSEN
Resistenza di progetto Rd	5,06 kg/cm ²	4,14 kg/cm ²	5,49 kg/cm ²	5,26 kg/cm ²	5,17 kg/cm ²

La presenza della falda non implica nessuna problematica di tipo geotecnico, ma dovranno essere valutate in fase esecutiva dei lavori eventuali problematiche di tipo operativo.

7. CONCLUSIONI

Nell'ambito del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE) degli interventi di **"Conversione della rete di distribuzione a canaletta del distretto a gravità di Pesaria in rete tubata"** - CAT P0520 - CUP G17H2000304002, relativo a opere infrastrutturali a valere sulle risorse relative alla programmazione del Fondo Sviluppo e Coesione (FSC) 2021-2027 per interventi immediatamente cantierabili, è stato svolto uno studio geotecnico ai sensi della normativa vigente.

Non è stata prevista nessuna indagine geotecnica aggiuntiva in quanto si è ritenuto sufficiente, per la tipologia di opere da realizzare e per le formazioni geologiche riscontrate nell'area, il rilevamento di campagna, la fotointerpretazione e i dati bibliografici esistenti, delineando in tal modo un contesto geologico stabile e poco problematico in relazione alle opere in progetto. Il profilo stratigrafico e geotecnico di riferimento del terreno risulta essere formato da strati a comportamento prevalentemente coesivo (depositi a granulometria finissima poco consistenti), mentre il grado di addensamento, in genere, risulta assai scarso e crescente con l'aumentare della profondità. La valutazione di tutti gli elementi raccolti nell'area in esame, integrata da dati già noti e riferiti ad indagini geognostiche in situ ed in laboratorio in ambiti limitrofi, confermano nel territorio in esame la presenza di terreni con scarse/mediocri caratteristiche geomeccaniche.

Nelle fasi operative di scavo, la presenza della falda o dei livelli più francamente sabbiosi/ghiaiosi, potrebbe dar luogo ad interferenze durante le stesse lavorazioni di posa delle tubazioni. In tal caso dovrà essere posta la massima attenzione in corso d'opera da parte dell'impresa esecutrice, adottando tutte le prescrizioni legate alla sicurezza previste dalla normativa vigente.

In relazione all'intervento progettuale previsto e sulla base di quanto esposto, si ritiene che le analisi e le verifiche geotecniche non abbiano

evidenziato particolari criticità nel modello geotecnico, tali che possano influire sull'esecuzione delle opere in progetto.

Allegato - Verifiche Geotecniche

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (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_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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	$\gamma_R = 1.1$

Stati Limite di Esercizio (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- E_d , valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- C_d , valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri (f_k).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_k, E_{edk}).

Sotto l'effetto **dell'azione sismica** di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente γ_R di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente γ_R può essere ridotto a 1.8.**

Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

Stato limite di esercizio (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, **la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente γ_R riportato nella Tabella 7.11.II.**

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del

precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

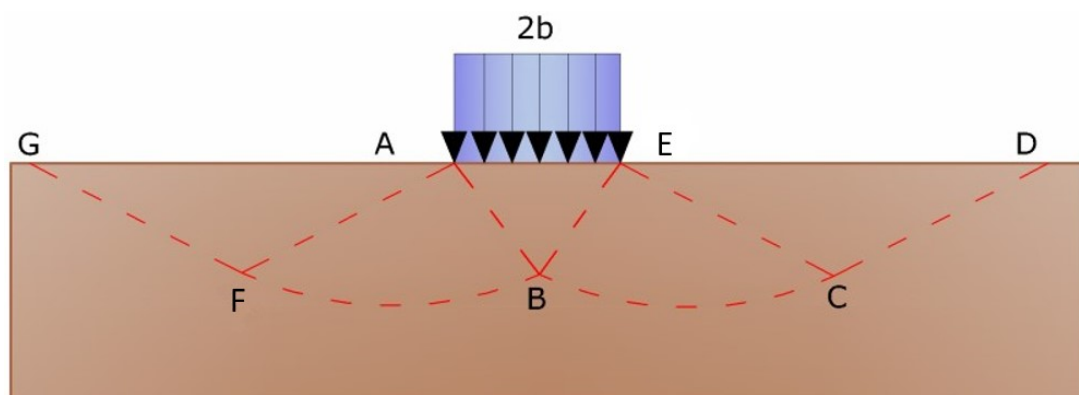
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm (45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Meccanismo di rottura di Prandtl

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \cdot c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

$$B = \cot \varphi \left[e^{\pi \tan \varphi \tan^2(45^\circ + \varphi / 2)} - 1 \right]$$

Per $\varphi=0$ il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi $q=5.14 \cdot c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h , con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi=0$, $c=0$, *rappresenta* un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione. L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito φ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo φ prima definito; b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{\text{rid}} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{\text{rid}} = \frac{2}{3} c$$

EsPLICITANDO i coefficienti della formula precedente, la formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$q_{\text{ult}} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di

pendenza i_γ per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

Carico inclinato

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2)} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

fattore di profondità:

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

inclinazione:

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

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_{\gamma} = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi / 2)$
- θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_i che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_i per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori $D/B > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso $\varphi=0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \text{ per fondazioni nastriformi}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

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

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A'} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

Dove:

- $A' = B' \cdot L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- c_u = coesione non drenata;
- q = pressione litostatica totale sul piano di posa

- s_c = fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$, per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$, per fondazioni quadrate o circolari
- i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}.$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

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

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

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

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Meyerhof e Hanna (1978)

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità D dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per $c = 0$ e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza B e profondità D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza H non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn . Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza H è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

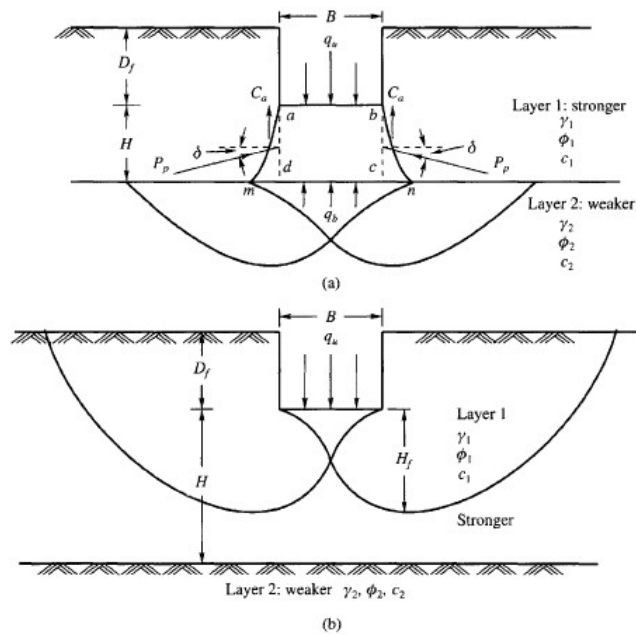


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

Strato 1

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Strato 2

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma1}$ = fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio ϕ_1
- $N_{c2}, N_{\gamma2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_2

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza D_f rispetto al piano campagna e la distanza H è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se q_1 è maggiore di q_2 e se la distanza H non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- q_b = carico limite nello strato 2;
- P_p = spinta passiva;
- C_a = adesione;
- δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

Metodo di Richards et al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

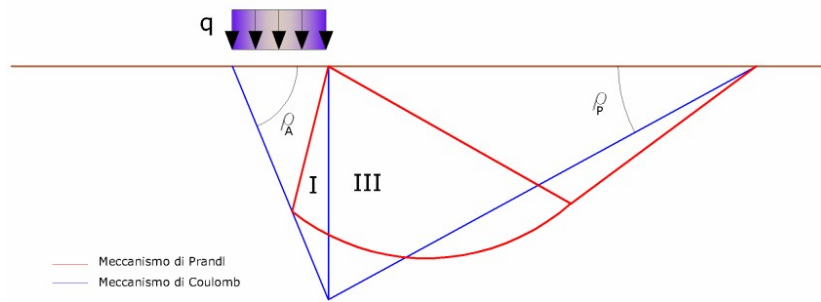
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left(\frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno φ del terreno e dell'angolo di attrito δ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di p_a e p_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

Tabella dei fattori di capacità portante per $\varphi=30^\circ$

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;
- R_d = capacità portante di calcolo;
- γ_{RV} = coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- N_d = azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$ = area ridotta;

Fondazioni quadrate o rettangolari

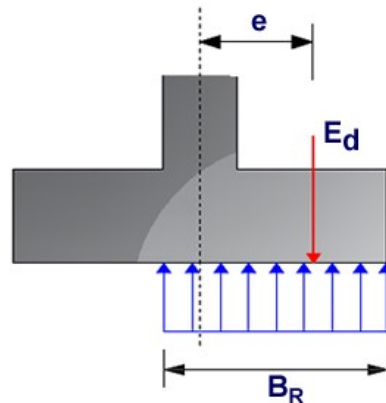
L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta" $B_R = B - 2e$.



Dove:

- $e = N_d / M_d$ - eccentricità dei carichi

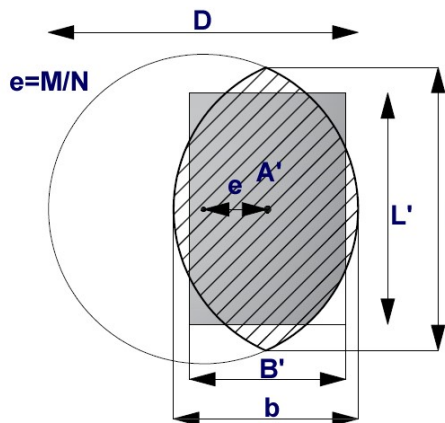
Fondazioni circolari

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze b ed l , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione

della roccia, o quelle proposte da **Stagg e Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri c e φ .

FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)

Quando si determina q_{lim} , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi z:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

q_0 Intensità della pressione di contatto

B' Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ Parametri elastici del terreno.

I_1 Coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H, coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B \cdot \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;

b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_p + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- RR : Rapporto di ricomprensione;
- CR : Rapporto di compressione;
- H_0 : Spessore iniziale dello strato;
- σ'_{v0} : Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta \sigma_v$: Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_0 + \Delta \sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- H_c : altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- Δq : rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- I_z : è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di **2B**, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità **4B**, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$, per fondazione circolare o quadrata
- B , per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- σ'_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- Δz_i : rappresenta lo spessore dello strato i -esimo;
- C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

- q' : pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B : larghezza della fondazione;

- I_c : Indice di compressibilità;
- f_s , f_H , f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948):

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s , f_H e f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

- t tempo in anni > 3 ;
- R_3 costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
- R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	1.1 m
Lunghezza fondazione	5.0 m
Profondità piano di posa	2.8 m
Profondità falda	2.0

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturato [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson	Coeff. di consolidazione primaria [cmq/s]	Coeff. di consolidazione secondaria	Descrizione
6.0	1950.0	2050.0	23.0	0.1	0.1	45.0	50.0	0.0	0.004	0.005	Sabbie, limi

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	0.51	28000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.51	28000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	0.51	28000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	0.51	28000.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	4.58 Kg/cm²
Resistenza di progetto [Rd]	2.54 Kg/cm²
Tensione [Ed]	0.51 Kg/cm²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	8.98
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 3.73 Kg/cm³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	4.88
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.48
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.91
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.11 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.06 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	10.23
Fattore [Nc]	21.75
Fattore [Ng]	7.55
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	7.46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.14 Kg/cm ²

=====

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	4.82
Fattore forma [Sc]	1.1
Fattore profondità [Dc]	1.77

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.05
Fattore profondità [Dq]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.05
Fattore profondità [Dg]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.89 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.49 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	8.2
Fattore forma [Sc]	1.11
Fattore profondità [Dc]	1.43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.91
Fattore profondità [Dg]	1.0

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.26 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	6.5
Fattore forma [Sc]	1.1
Fattore profondità [Dc]	1.43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.93
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.31 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.17 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	1.56

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	0.63 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	4.58 Kg/cm ²

Incremento carico limite strato 1	1.54 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.84
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	4.58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.54 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	4.88
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.48
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.91
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.11 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.06 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	10.23
Fattore [Nc]	21.75
Fattore [Ng]	7.55
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	7.46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	4.14 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²
Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	4.82
Fattore forma [Sc]	1.1
Fattore profondità [Dc]	1.77
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.05
Fattore profondità [Dq]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.05
Fattore profondità [Dg]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.89 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.49 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	8.2
Fattore forma [Sc]	1.11
Fattore profondità [Dc]	1.43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.91
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	9.46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.26 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	1950.0 Kg/m ³
Peso unità di volume saturo	2050.0 Kg/m ³
Angolo di attrito	23.0 °
Coesione	0.1 Kg/cm ²

=====

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	6.5
Fattore forma [Sc]	1.1
Fattore profondità [Dc]	1.43
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.09
Fattore profondità [Dq]	1.38
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.93
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	9.31 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	5.17 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

=====

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	8.66
Fattore [Nc]	18.05
Fattore [Ng]	1.56

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14

Carico limite strato 2 (qb)	0.63 Kg/cm ²
Carico limite strato 1 (qt)	4.58 Kg/cm ²

Incremento carico limite strato 1	1.54 Kg/cm ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.84
Rapporto (q1/q2)	0.0

Carico limite	4.58 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.54 Kg/cm ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	0.51 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	7.0
Distanza	1.81 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	1.371 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	4.4	0.642	0.003	Edometrico	0.0189	1.3521	1.371

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=1.371 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0.1371	10	8.020833
0.2742	20	32.70833
0.4113	30	73.64583
0.5484	40	131.25
0.6855	50	204.1667
0.8226	60	297.9167
0.9597	70	419.7917
1.0968	80	590.6249
1.2339	90	883.3333
1.371	100	1041.667