

REGIONE SARDEGNA
PROVINCIA DI CAGLIARI
COMUNE DI UTA

Contenuto



**RELAZIONE
GEOLOGICO-TECNICA**

Committenti

Oggetto

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL PIANO DI
LOTTIZZAZIONE "VILLAGGIO DELLE MIMOSE"**

Geologia



Il Geologo





INDICE

1.	PREMESSA	3
2.	INDAGINE CONOSCITIVA	3
3.	UBICAZIONE DELL'AREA IN ESAME	4
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	4
5.	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	6
6.	INQUADRAMENTO GEOPEDOLOGICO.....	9
7.	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO SUPERFICIALE.....	9
8.	INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO SOTTERRANEO	13
9.	MODELLO GEOLOGICO TECNICO DEL SOTTOSUOLO.....	14
10.	RELAZIONE DI CALCOLO – PORTANZA E ANALISI CEDIMENTI.....	17
11.	CONCLUSIONI.....	37



1. PREMESSA

Nell'ambito del progetto per la realizzazione di un piano di lottizzazione da realizzarsi nella Via Is Prunixeddas del Comune di Uta, è stata predisposta l'analisi delle condizioni geologiche, geotecniche ed idrogeologiche nei terreni interessati dall'intervento in progetto, ai sensi dell'art. 27 del D.P.R. 554/99 ed in conformità a quanto previsto dal D.M. 11/03/1988.

A tal fine è stato affidato l'incarico per lo studio geologico, geotecnico ed idrogeologico allo scrivente Geologo Dott. Simone Manconi, iscritto all'Albo dei Geologi della Regione Sardegna al n. 513.

2. INDAGINE CONOSCITIVA

L'intervento progettuale consiste nella realizzazione di trenta unità abitative a destinazione residenziale – studio professionale.

Considerata la tipologia costruttiva e il sito su cui dovrà sorgere il nuovo complesso edilizio, si sono valutati l'insieme di fattori che possono influire sul comportamento dei terreni, quali portanza e previsione dei cedimenti nel tempo, sottospinte idrauliche e fenomeni di liquefazione.

In risposta alle sollecitazioni provenienti dalle strutture dei fabbricati, si è provveduto alla verifica di stabilità del complesso terreno-fondazione ai sensi del D.M. 11/03/1988.

Così come previsto dall'art. 2, le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche si baseranno sulla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo ottenuta per mezzo di rilievi, indagini e prove.

In riferimento a quanto previsto dall'art. 27 del D.P.R. 554/1999, l'analisi geologico-tecnica si articola nei seguenti punti:

- Ubicazione dell'area in esame
- Inquadramento Geologico
- Inquadramento Geomorfologico
- Inquadramento Geopedologico
- Inquadramento Idrogeologico superficiale
- Inquadramento Idrogeologico sotterraneo
- Modello geologico tecnico del sottosuolo

3. UBICAZIONE DELL'AREA IN ESAME

Il sito oggetto di intervento ricade nella frazione urbana del Comune di Uta, più precisamente nella Via Is Prunixeddas.

Relativamente all'ubicazione, alla caratterizzazione geologica ed idrogeologica si è fatto riferimento alla seguente cartografia:

Foglio n. 556 "Assemini", dell'I.G.M.I. (scala 1:50.000);

Foglio n. 556, sez. II "Assemini", dell'I.G.M.I. (scala 1:25.000);

Foglio n. 556, sez. 120 "Uta", CTR (scala 1:10.000);

Cartografia P.A.I.;

Carta P.P.R.

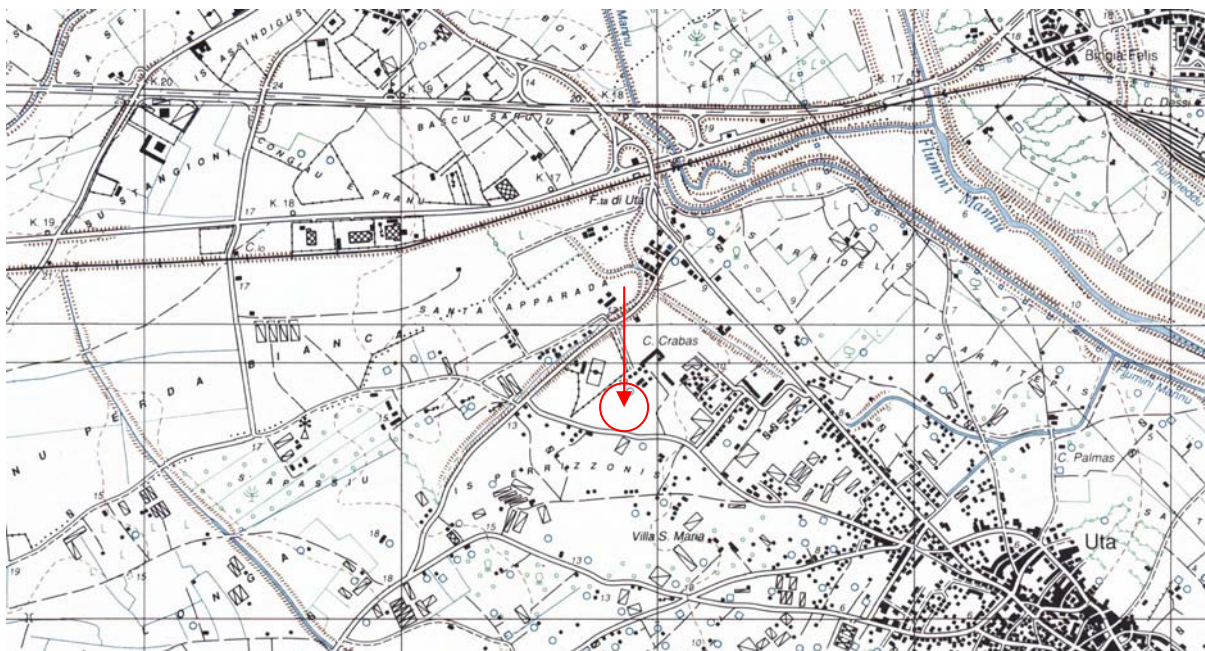


Fig. 1: Rappresentazione cartografica I.G.M. 25000 del settore oggetto di intervento

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'attuale conformazione geologica e geomorfologica del settore d'indagine si allaccia in maniera evidente con l'evoluzione idrogeologica dei corsi d'acqua della zona, rappresentati dal Flumini Mannu e Cixerri.

L'area d'intervento come del resto tutto il territorio comunale, si imposta sulla piana alluvionale del Flumini Mannu-Cixerri, avente andamento NW-SE parallelo al Graben del Campidano.



Il deflusso superficiale dei corsi d'acqua sopraccitati, localizzati rispettivamente a S e a N dell'area d'intervento, si incontra nello Stagno di Santa Gilla la cui origine è correlabile con le fasi glaciali ed interglaciali che hanno caratterizzato il Quaternario.

Nel complesso, l'intero settore può essere inquadrato come una zona depressa su cui si sono accumulati i terreni di riempimento quaternari.

Nell'area rilevata sono riconoscibili, dall'alto in basso le seguenti unità geologiche:

- Depositi pedogenizzati (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da ciottoli appiattiti in matrice limo-argillosa di colore rossastro (Quaternario Olocene);
- Formazione sabbiosa debolmente cementata a laminazione piano-parallela (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da alternanze conglomeratiche in matrice limo-argillosa di colore rossastro (Quaternario Olocene);

SCHEMA STRATIGRAFICO

QUATERNARIO (Attuale)	Depositi alluvionali attuali costituiti da sequenze ciottoloso – sabbiose o sabbioso-argillose alternate a depositi limo-argillosi.
QUATERNARIO (Olocene)	Depositi alluvionali recenti costituiti da sequenze ciottoloso – sabbiose o sabbioso-argillose alternate a depositi limo-argillosi terrazzi e conoidi alluvionali.
QUATERNARIO (Pleistocene inf-med.)	Depositi alluvionali costituiti da sequenze deposizionali conglomeratiche e sabbioso-argillose talora cementate, in terrazzi e conoidi alluvionali.



Fig. 2: Rappresentazione fotografica delle sequenze lito-stratigrafiche rilevate nei pozzetti P1-P2

5. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Da un punto di vista geomorfologico, la zona d'intervento si colloca nel settore denominato Is Perrizzonis, caratterizzato da un andamento morfologico planare, pendenze comprese tra il 2% e il 5% e quota media di 13,00 m.s.l.m e dislivelli maggiori nei settori sud-occidentali, corrispondenti all'alveo del Cixerri e Rio Mannu.

L'insieme delle litologie rilevate, mostrano nel complesso specifiche geomorfologiche simili e in ogni caso interconnesse con gli aspetti idrogeologici dell'area.

Il settore oggetto di intervento come del resto tutta l'area urbana comunale, risultano modellati dai corsi d'acqua della zona, i cui apporti solidi rappresentano di fatto la coltre sedimentaria principale rilevata in tutto l'abitato di Uta.

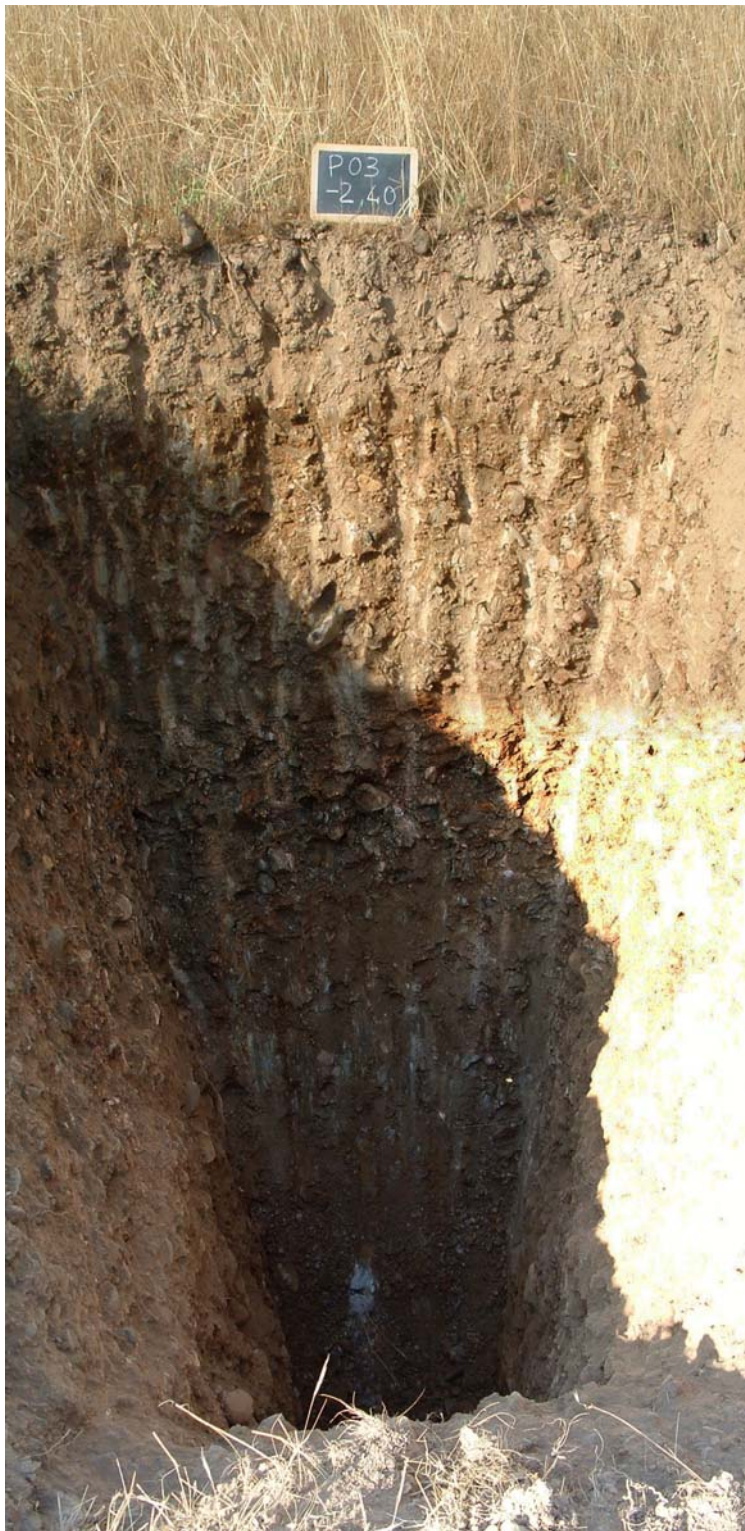


Fig. 3: Rappresentazione fotografica delle sequenze lito-stratigrafiche rilevate nel pozzetto P3



Fig. 4: Rappresentazione fotografica delle sequenze alluvionali rilevate nei Pozzetti P1-P2-P3



6. INQUADRAMENTO GEOPEDOLOGICO

Al fine della determinazione delle caratteristiche geopedologiche dei terreni interessati nel sito oggetto di intervento, è stato eseguito un rilevamento specialistico di tipo geopedologico.

L'area rilevata si presenta urbanizzata con un livello pedogenizzato comunque rilevante tenuta presente la localizzazione geomorfologica del settore d'intervento.

Gli spessori maggiori dei suoli si rilevano nelle zone più depresse dove l'accumulo sedimentario, susseguitosi nel tempo ha reso possibile l'instaurarsi di fenomeni pedogenetici.

L'area oggetto di intervento è caratterizzata da uno spessore esiguo di tali depositi, con spessore variabile tra 0,20 m ÷ 0,40 m.

L'analisi geopedologica ha appurato che i suoli presenti nel sito oggetto di intervento si impostano essenzialmente su depositi alluvionali del Pleistocene e dell'Olocene, caratterizzati da aree da sub-pianeggianti a pianeggianti, con prevalente utilizzazione agricola.

I livelli pedogenizzati ascrivibili sono caratterizzati da profili di tipo A-Bt-C, A-Btg-Cg e subordinatamente A-C, profondi, da franco sabbiosi a franco sabbioso-argillosi in superficie, da franco sabbioso-argillosi ad argillosi in profondità, da permeabili a poco permeabili, da sub-acidi ad acidi, da saturi a desaturati.

Si rilevano altresì livelli pedogenizzati caratterizzati da profili A-C, e subordinatamente A-Bw-C e subordinatamente A-C, profondi, da sabbioso franchi a franco argillosi, da permeabili a poco permeabili, neutri e saturi.

Nel complesso, per le due varietà di suoli rilevati, si evince eccesso di scheletro e drenaggio superficiale molto lento.

7. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO SUPERFICIALE

L'idrografia superficiale del territorio risulta molto complessa come si evince dal modello SISS nel quale si individua l'ambito del settore d'intervento.

L'area d'indagine è la confluenza di più aree di bacino: Flumini Mannu di S. Sperate a Decimo Mannu, Flumini Mannu ad Assemini (Stagno Santa Gilla) e Rio Cixerri a Uta.

Queste aree d'invaso, sono parte integrante dei più vasti Bacini del Flumini Mannu e del Cixerri, le cui caratteristiche idrogeologiche sono da correlare con le condizioni litologiche, morfologiche e tettoniche dei litotipi rilevati.



Nell'ambito dell'inquadramento idrogeologico superficiale, si è determinata la superficie di pertinenza degli invasi, la lunghezza complessiva delle aste fluviali e il coefficiente di deflusso medio relativo dei litotipi rilevati.

La superficie complessiva del bacino del Flumini Mannu a S. Sperate è di 490,14 Km² con un altitudine media di 287 m.sl.m.; La superficie complessiva del bacino del Flumini Mannu ad Assemini (Stagno Santa Gilla) è di 1712,61 Km² con un altitudine media di 243 m.sl.m.; La superficie complessiva del bacino del Rio Cixerri ad Uta è di 530,75 Km² con un altitudine media di 243 m.sl.m.;

Nell'area del bacino d'interesse, le linee di displuvio si sviluppano lungo la sommità dei principali rilievi montuosi e collinari: relativamente al settore rilevato, possiamo distinguere i seguenti spartiacque: P.ta Medau Beciu (171,00 m), M. Su Concali de Santa Maria (156,00 m), P.ta Genna de Is Abis (134,00 m), P.ta de S'Omu Abis (154,00 m), M.Sa Genna de su Cerbu (192,00 m), M. Palau (135,00 m), M. Idda (227,00 m), M. Niu de Crobu (213,00 m), M. su Silanu (198,00 m), M. Gutturu Gionis (180 m).

Nell'ambito della classificazione idrogeologica dei litotipi affioranti nell'area d'intervento, è stato distinto il grado ed il tipo di permeabilità: nello specifico, si evincono due complesso idrogeologici, caratterizzato dalle seguenti specifiche:

ETA' GEOLOGICA		GRADO DI PERMEABILITA'				LITOLOGIA E IDROGEOLOGIA
		AP	MP	SP	IM	
QUATERNARIO	Olocene					COMPLESSO DELLE ALLUVIONI OLOCENICHE Alluvioni recenti ed attuali. Permeabilità variabile, alta negli orizzonti più grossolani e dilavati, bassa nei livelli argillosi.
QUATERNARIO	Pleistocene					COMPLESSO DELLE ALLUVIONI PLEISTOCENICHE Alluvioni recenti ed attuali. Permeabilità variabile, alta negli orizzonti più grossolani e dilavati, bassa nei livelli argillosi.



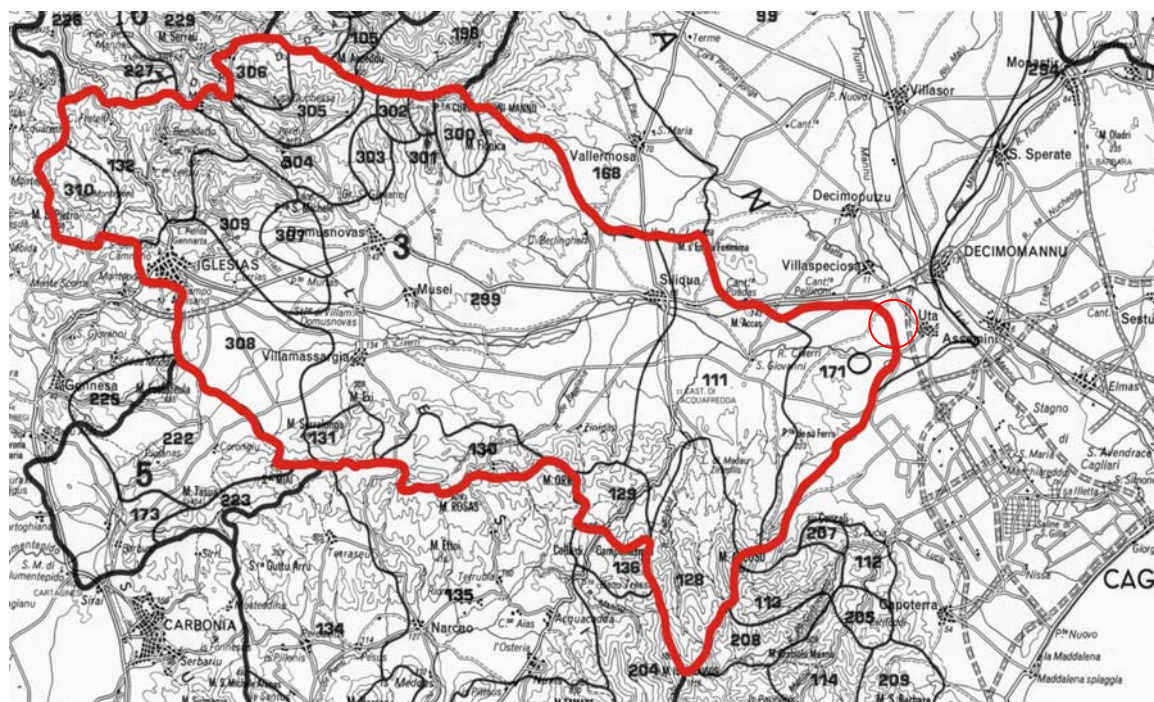
Grado di permeabilità relativa	Coefficienti di permeabilità (m/s)
Alto	$K > 10^{-2}$
Medio	$10^{-2} > K > 10^{-4}$
Scarso	$10^{-4} > K > 10^{-9}$
Impermeabile	$10^{-9} > K$

Al "Complesso delle alluvioni Oloceniche" vi appartengono i depositi alluvionali recenti e attuali, caratterizzati da permeabilità medio-alta e comunque variabile: maggiore nei livelli ghiaioso-sabbiosi, minore nei livelli argillosi e conglomeratici cementati.

Al "Complesso delle alluvioni Pleistoceniche" vi appartengono i depositi alluvionali antichi, caratterizzati da un coefficiente di permeabilità medio: la presenza di livelli conglomeratici cementati in matrice argillosa, alternati a livelli sabbioso argillosi sovraconsolidati ne contraddistingue caratteri di scarsa trasmissività idraulica.

Dalle indagini eseguite fino ad ora, risulta evidente che dal punto di vista geologico ed idrogeologico il sito rilevato si presenta privo di fenomeni di instabilità in atto.

Relativamente alla potenzialità dei dissesti, l'area rilevata non rientra nel Piano per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), pertanto, in riferimento a quanto disposto dalle norme di attuazione del Piano per l'assetto idrogeologico, non sussiste la necessità di uno studio di compatibilità idraulica, in quanto la zona d'intervento non ricade in area a rischio idrogeologico.



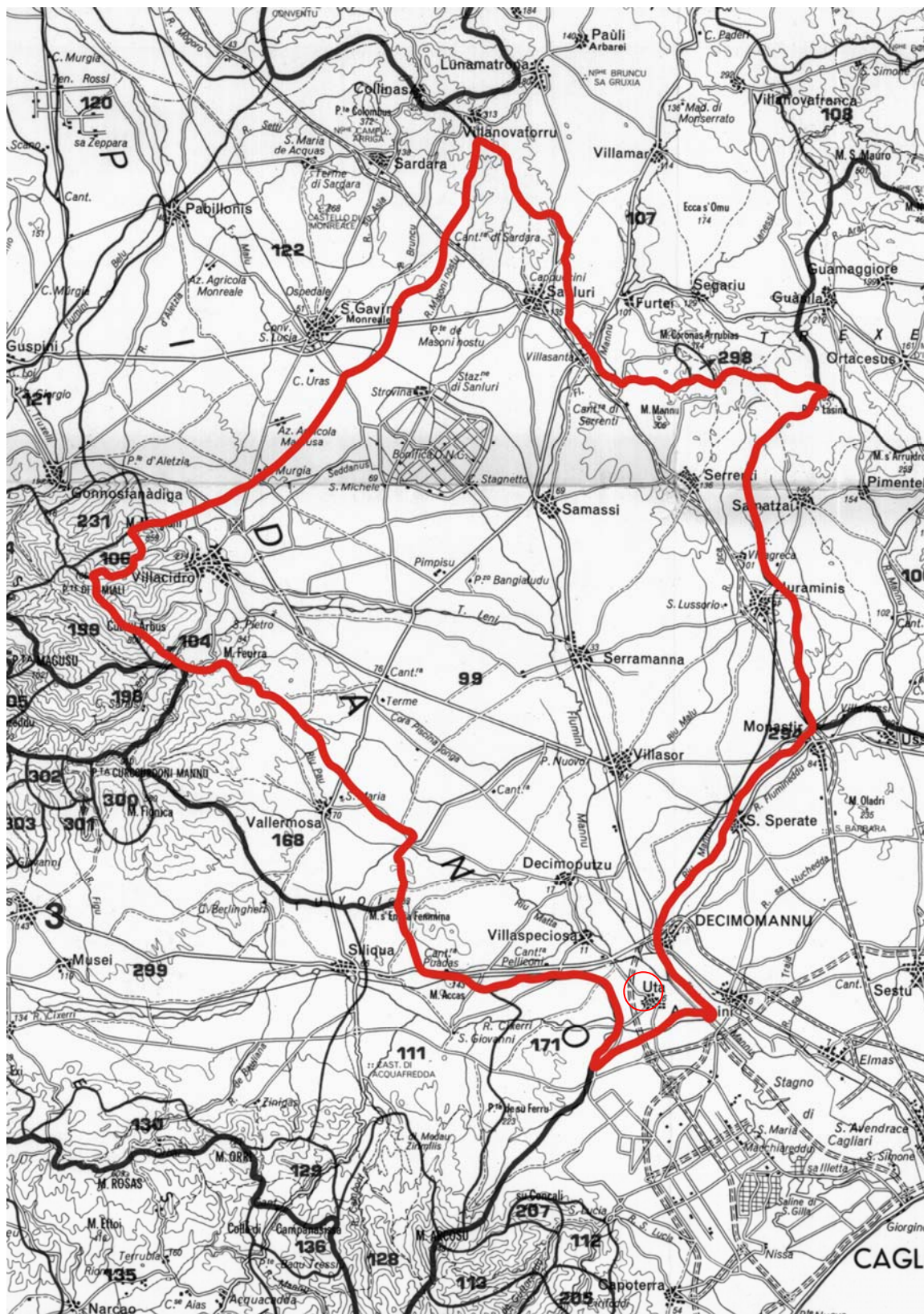


Fig. 5: Rappresentazione cartografica RAS SISS 10000 del settore oggetto di intervento con individuazione del bacino idrografico del Cixerri - Flumini Mannu

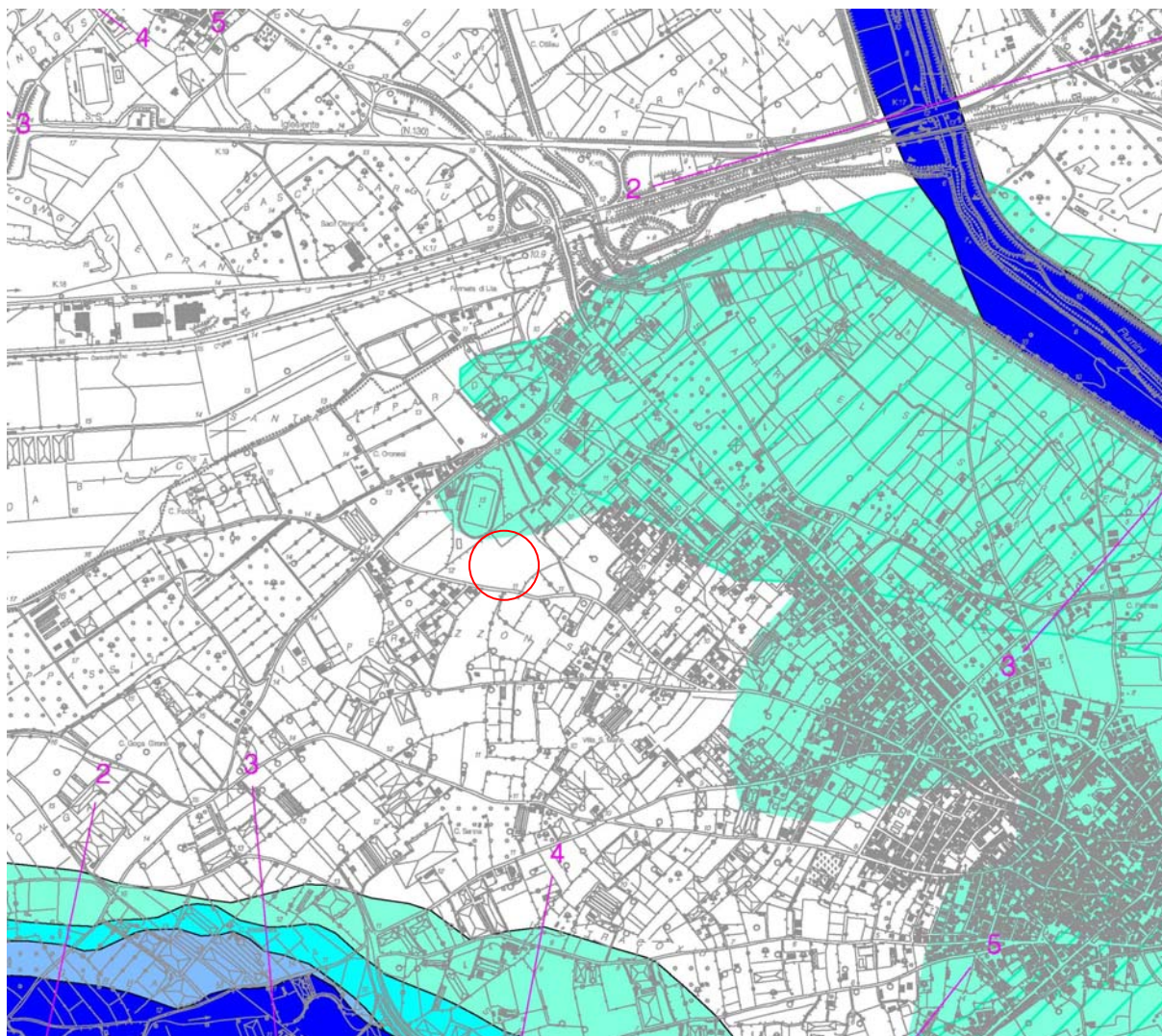


Fig. 6: Rappresentazione cartografica P.A.I. per il rischio idraulico (Hi1), esterna all'area d'intervento.

8. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO SOTTERRANEO

L'alternanza di livelli geolitologici differenti, oltre che la presenza di un sistema di discontinuità rappresenta una caratteristica fondamentale per la circolazione delle acque sotterranee.

Risulta evidente che tra strati a diversa permeabilità sia presente una marcata percolazione.

Date le caratteristiche idrogeologiche del sito, al fine della determinazione delle specifiche geotecniche dei litotipi, si è indagato il sottosuolo al fine dell'intercettamento della falda acquifera superficiale e profonda. In fase di realizzazione dei pozzetti geognostici P1-P2 non è stata captata nessuna falda superficiale sino alla profondità di 2,40 m dal piano di campagna.



E' da rilevare comunque che la falda freatica esiste e risulta attestarsi ad una quota di 4,10 m dal p.d.c. come da risultanze del rilievo geologico tecnico.

Nel complesso si evince che il livello freatico superficiale si colloca su un substrato sabbioso-ghiaioso a quota variabile e compresa tra 4,00 m ÷ 5,00 m dal p.d.c.

Noto l'assetto strutturale della zona, è chiaro che il bacino idrologico superficiale coincide con il bacino idrogeologico sotterraneo, con cui condivide le diverse linee spartiacque.

La determinazione del bacino idrografico del corso d'acqua non è stato quindi una questione puramente geometrica ma il frutto di un'attenta valutazione dell'aspetto sia morfologico dell'area in esame, sia dell'assetto tettonico strutturale del bacino interessato.

Dallo studio è infatti emerso che le fratture su cui si sono successivamente impostati i terreni di riempimento quaternari hanno una direzione principalmente NW/SE e rigetto quasi sempre verticale o leggermente inclinato a favore del bacino stesso.

9. MODELLO GEOLOGICO TECNICO DEL SOTTOSUOLO

Nell'ambito descrittivo del modello geotecnico del sottosuolo, è stata riprodotta la successione litostratigrafica dei terreni rilevati e l'analisi geotecnica degli stessi mediante l'esecuzione di un campionamento in sito.

Nello specifico, è stato prelevato un campione di terreno alla profondità di 2,40 m per la determinazione dell'angolo di attrito del terreno, del contenuto d'acqua, del peso specifico e della coesione.

La successione litotecnica rinvenuta nell'area di indagine, presenta termini granulari di facies continentale, più specificatamente:

- Livello pedogenizzato, di colore bruno scuro, sabbioso-argilloso, con interclusi clasti ciottolosi, poligenici ed eterometrici (Spessore 0.30 m);
- Livello conglomeratico cementato, costituito da ciottoli alluvionali appiattiti, poligenici ed eterometrici, in matrice argilloso-sabbiosa (Spessore 1,00 m);
- Livello conglomeratico debolmente cementato, costituito da ciottoli alluvionali arrotondati, poligenici ed eterometrici, in matrice sabbioso-argillosa (Spessore 0,80 m);
- Livello sabbioso ciottoloso in matrice argillosa umida, con inclusi ciottoli alluvionali, poligenici ed eterometrici. (Spessore 0.50 m);



Le indagini geotecniche eseguite in sito si sono rese necessarie per definire l'interazione delle opere in progetto con il contesto geologico ed in particolare:

- Definire il profilo geotecnico dei terreni interessati dalle opere.
- Determinare, con analisi in sito ed in laboratorio, i parametri geotecnici necessari a definire l'interazione opera-terreno.

Determinazione della capacità portante del sottosuolo e determinazione dei cedimenti	Angolo d'attrito
	Coesione
	Contenuto d'acqua
	Peso specifico
	Modulo edometrico
	Classificazione del terreno
	Portanza
	Comportamento D'insieme Della Sequenza geologica

I dati raccolti durante la campagna di indagini ed i risultati delle elaborazioni sono illustrati nel presente documento e nei relativi allegati.

Le indagini comprendenti i rilievi geotecnici e le prove di laboratorio, sono stati effettuati nel mese di Giugno 2008.

Nel settore oggetto di intervento, sono stati realizzati complessivamente:

- N° 3 Pozzetti geognostici eseguiti con escavatore cingolato fino ad una profondità di 2,50 m dal piano di campagna;
- Estrazione meccanica di campione eseguita con escavatore cingolato;
- Classificazione del campione;
- Prelievo del campione ed invio in laboratorio geotecnico autorizzato per la caratterizzazione geomeccanica;
- Rilievo livello piezometrico falda acquifera superficiale.

Durante le indagini eseguite in sito, è stato prelevato un campione granulare e rappresentativo dell'area oggetto di indagine denominato C1P1 e prelevato a fondo scavo ad una profondità di m 2.50.



Stabilito che il campione suddetto risulta correlabile ad altri campioni analizzati in aree limitrofe, sono stati utilizzati in via preliminare i dati ottenuti dalle analisi di laboratorio su campioni prelevati in aree circostanti. Nello specifico sono stati utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

- determinazione dell'umidità (ψ);
- determinazione del peso specifico (γ);
- determinazione dell'angolo di attrito (ϕ);
- determinazione della coesione (c)

I principali parametri ottenuti con le prove di laboratorio sono riportati nella seguente tabella riepilogativa :

<i>Pozzetto</i>	<i>Campione</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Tipo litologico</i>	<i>c (Kg/cm²)</i>	<i>ϕ (°)</i>
P1	C1	2,50	Deposito sabbioso frammisto a clasti ciottolosi poligenici ed eterometrici di dimensioni decimetriche in matrice argillosa.	0,0031	33,25

<i>Prelievo</i>	<i>Campione</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Tipo litologico</i>	<i>ψ (%)</i>	<i>γ (g/cm³)</i>
P1	C1	2,50	Deposito sabbioso frammisto a clasti ciottolosi poligenici ed eterometrici di dimensioni decimetriche in matrice argillosa.	27,6	1,716

Sulla base dei dati geotecnici desunti dalle prove di laboratorio, si evince che il campione prelevato dal sondaggio P1, palesa specifiche tipiche dei materiali ghiaioso-sabbiosi, caratterizzati da valori di portanza da buoni a eccellenti.

In funzione di tali indici si è valutata la portanza del terreno in relazione al tipo di fondazione scelta in fase progettuale.

Ipotizzando una fondazione tipo trave rovescia di sezione 1,20 m x 0.50 m e un carico pari a 10.000 Kg/m², la portanza del terreno risulta essere di 2,33 Kg/cm² con coefficiente di Bowles-Winkler di 2,84Kg/cm³ e coefficiente di sicurezza pari a 3.



10. RELAZIONE DI CALCOLO – PORTANZA E ANALISI CEDIMENTI

In considerazione dei carichi generati dalla struttura prefabbricata prevista in progetto, è stata riprodotta una simulazione delle sollecitazioni sul terreno con determinazione della portanza e decorso dei cedimenti nel tempo in ragione della tipologia di fondazione scelta.

In quest'ottica, la normative di riferimento è la seguente:

D.M. LL.PP. del 11/03/1988

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.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

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.

Norme tecniche per le Costruzioni

Decreto Ministeriale 14 Settembre 2005. Gazzetta Ufficiale n. 222 del 23 settembre 2005. Supplemento Ordinario n. 159

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.



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:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$$

Valida anche per i terreni.

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

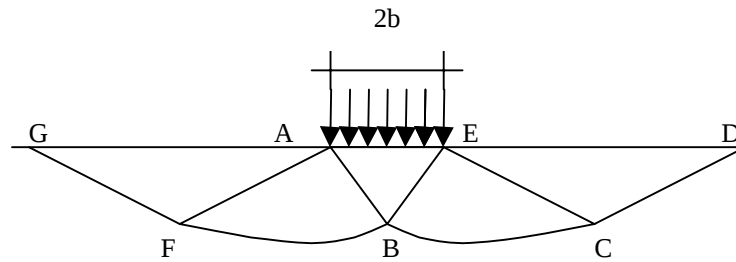
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma = 0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (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 due famiglie 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.



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 $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

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

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

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.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse 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: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c=0$

E cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

Che è sicuramente è 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:

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

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:

$$\text{tg } \phi_{\text{rid}} = 2/3 \times \text{tg } \phi \text{ e } c_{\text{rid}} = 2/3 \times c$$

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

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



dove:

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

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

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

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

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_i 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 BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

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

Carico inclinato $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

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

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2 k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

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

fattore di profondità:

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$



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 :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di bi che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore gi 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

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

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

Per valori D/B > 1:

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

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

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:

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

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

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

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi) k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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



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)

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

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

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

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:

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

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

$$V_d = R_d$$

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 si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ 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
$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$	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 .

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H / A' c_u} \right)$$

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

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$\begin{aligned} N_q &= e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2) \\ N_c &= (N_q - 1) \cot \phi' \\ N_\gamma &= 2(N_q + 1) \tan \phi' \end{aligned}$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$



Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_{\text{■}} = 1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_{\gamma} = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

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).

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 una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

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

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

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 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:

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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 $\tilde{\phi}$

FATTORI CORRETTIVI SISMICI

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

dove $k_h = \frac{S \cdot a_a}{g}$ 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)):

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

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto
 B' = Minima dimensione dell'area reagente,



E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = 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 :

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

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 mono-dimensionale, 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:



1. il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
2. 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 sovra-consolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di pre-consolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normal-consolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e 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 ricompressione;

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 ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) 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.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto 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 è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_α è il 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. Schmertmann ha quindi proposto di considerare 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 qc per fondazioni circolari o quadrate e a 3.5 qc per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine qc 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)

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s , f_H ed 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.

Viene riportata di seguito la simulazione di back-analysis, considerando una tipologia di fondazione a plinto i cui dati generali sono sotto elencati:

DATI GENERALI

=====

Larghezza fondazione 1,2 m

Lunghezza fondazione 10,0 m

Profondità piano di posa 1,0 m



Altezza di incastro	0,5 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,05
Categoria profilo stratigrafico	A
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,05
Profondità falda	4,1

=====

STRATIGRAFIA TERRENO

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH (m)	Gam (Kg/m³)	Gams (Kg/m³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm²)	c Corr. (Kg/cm²)	cu (Kg/cm²)	Ey (Kg/cm²)	Ed (Kg/cm²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,4	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	75,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,8	2000,0	2100,0	33,25	33,25	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,3	1950,0	2100,0	33,25	33,25	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0
3,0	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Azioni di progetto - Stato limite di danno [S.L.D.]

=====

Pressione normale 10000,0 Kg/m²

=====

Azioni di progetto - Stato limite ultimo [S.L.U.]

=====

Pressione normale 10000,0 Kg/m²

=====

Effetti inerziali correzioni sismiche

=====

Zc 0,98

Zq 0,97

Zg 0,97

=====



CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====

Fattore Nq	26,89
Fattore Nc	39,48
Fattore Ng	25,46
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,33
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,08
Fattore Dq	1,22
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

=====

Pressione limite	6,28 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,09 Kg/cm²

=====

CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore Nq	33,24
Fattore Nc	49,18
Fattore Ng	33,19
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

=====

Pressione limite	7,11 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,37 Kg/cm²

=====

CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

Fattore Nq	26,89
Fattore Nc	39,48
Fattore Ng	27,33



Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	1,31
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,15
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,15

Pressione limite	6,98 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,33 Kg/cm²

CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,89
Fattore Nc	39,48
Fattore Ng	36,57
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,33
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,08

Pressione limite	7,51 Kg/cm ²
Pressione ammissibile	2,5 Kg/cm²

Carico limite EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condizione drenata)

Fattore Nq	26,89
Fattore Nc	39,48
Fattore Ng	33,94
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,33
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,22
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0



Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	1,00 Kg/cm ²
Carico limite fondazione [Rd]	7,23 Kg/cm ²

Rd>=Vd Verificato

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k 2,84 Kg/cm³

CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62

Cedimento al centro della fondazione	2,38 mm
Cedimento al bordo	0,88 mm

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1,1			Schmertmann	0,007	0,0	0,007
3	1,85			Schmertmann	0,098	0,0	0,098
4	4			Schmertmann	0,141	0,0	0,141

Cedimento totale Wt=0,246 cm



11. CONCLUSIONI

Dalle indagini eseguite fino ad ora, risulta evidente che dal punto di vista geologico e geotecnico il sito oggetto di intervento si presenta privo di fenomeni di instabilità geologica in atto o potenziale.

La successione dei terreni sottoposti ad analisi rispecchia parte della sequenza sedimentaria alluvionale ghiaioso-sabbiosa Pleistocenica - Olocenica che caratterizza tutto il territorio Comunale di Uta.

Analizzato il contesto geologico tecnico del sito, è stata eseguita una correlazione litostratigrafia e geotecnica con altri campioni analizzati in aree circostanti per la determinazione dell'angolo di attrito interno φ (°) e della coesione c (Kg/cm²).

Dalle risultanze delle prove di laboratorio si evince che l'angolo di attrito interno è di 33,25° e il valore della coesione è 0.0031 Kg/cm²;

In funzione di tali indici si è valutata la portanza del terreno, che risulta essere di **2,33 Kg/cm²** e un coefficiente di Bowles-Winkler di **2,84 Kg/cm³**, considerando un coefficiente di sicurezza pari a 3, un carico pari a 10.000 Kg/m² e ipotizzando una fondazione di tipo trave continua di sezione 1,20 m x 0,50 m.

Dal punto di vista idrogeologico il sito oggetto di intervento non ricade in ambito P.A.I., pertanto non sussiste la necessità di uno studio di compatibilità idraulica, in quanto la zona d'intervento non ricade in area a rischio idrogeologico.

In relazione a quanto sopra esposto si evince che, il comportamento d'insieme della sequenza geologica è tale da non pregiudicare nel complesso la stabilità dei fabbricati previsti in progetto.

Il Professionista incaricato

