

COMUNE DI UTA

PIANO DI LOTTIZZAZIONE KARLA + CARTA - COMPARTO A E COMPARTO B

via Is Prunixeddas

PIANO DI LOTTIZZAZIONE

TITOLO ELABORATO:

STUDIO DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA E GEOTECNICA AI SENSI DELL'ART.8 COMMA 2 DELLE N.A. DEL PAI

ALLEGATO

G

PROGETTISTI RESPONSABILI:

Ing. Giancarlo PINTUS
Ing. Luca LINGUINI
Dott. Geol. Simone MANCONI

COLLABORATORI:

MARZO 2017

COMMITTENTI:

KARLA srl
Luigi CARTA
Susanna SERRELI

STUDIO LINGUINI & PINTUS

info@linguinipintus.eu

www.linguinipintus.eu

(+39)070.4614950

via Cavour 9, 09032 Assemini (CA)



LINGUINI & PINTUS

AGGIORNAMENTI

	DATA EMISSIONE	OGGETTO REVISIONE	VERIFICATO	APPROVATO
0				
1				
2				
3				

Stampa del:
lunedì 24 aprile 2017 / 10:58

Nome del file:
Mod01_03GP KARLA + CARTA - UTA - 2017.pln

RESPONSABILE PROCEDIMENTO:



N. 5239

ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA CAGLIARI
Dott. Ing. LUCA LINGUINI

SPAZIO PER I TIMBRI



N. 5662

ORDINE INGEGNERI
PROVINCIA CAGLIARI
Dott. Ing. GIANCARLO PINTUS



INDICE

4.	Assetto geologico di inquadramento.....	6
5.	Assetto litostratigrafico locale	8
6.	Inquadramento Geomorfologico	13
7.	Inquadramento Geopedologico	16
8.	Schema della circolazione idrica superficiale	17
9.	Schema della circolazione idrica sotterranea	20
10.	Modello geotecnico del sottosuolo.....	21
11.	Relazione di calcolo – Analisi dei Parametri Sismici.....	28
12.	Analisi dello stato deformativo del sottosuolo – Relazione di Calcolo	31
13.	Analisi stato deformativo del sottosuolo	51
14.	Caratteri climatici e idrologici dell'area d'intervento	58
15.	Classificazione delle aree a pericolosità di frana	60
16.	Metodologia adottata per la perimetrazione e classificazione delle aree a pericolosità di frana	63
17.	Instabilità potenziale dell'area d'intervento	63
18.	Attribuzione dei pesi – Pendenza /Acclività	64
19.	Attribuzione dei pesi - Litologia.....	65
20.	Pesi litologici per l'abitato di Uta	65
21.	Attribuzione dei pesi – Uso del suolo.....	67
22.	Attribuzione dei pesi – Uso del suolo nel territorio di Uta	68
23.	Altri tematismi di verifica – esposizione dei versanti	69
24.	Fattori climatici.....	70
25.	Classi di instabilità potenziale nel settore di studio	70
26.	Conclusioni	72



1. Premessa

Nell'ambito del progetto di attuazione del Piano di Lottizzazione denominato "Karla e più", è stato predisposto uno studio di compatibilità geologica e geotecnica a firma dei professionisti Dott. Ing. Luca Linguini, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cagliari al n. 5239, Dott. Ing. Giancarlo Pintus, iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Cagliari al n. 5662 e Dott. Geol. Simone Manconi, iscritto all'Ordine dei Geologi della Sardegna al n. 513.

L'intervento ricade all'interno di un comparto in località Is Perrizonis nel comune di Uta e confina a nord con la strada comunale di via Is Prunixeddas.

L'area è contraddistinta al nuovo catasto terreni al Foglio 4 mappale 1217, e ricade in zona urbanistica "C" - sottozona "C2" del P.U.C. del comune di Uta.

L'intervento di lottizzazione prevede la realizzazione di 9 lotti nei quali potranno essere realizzati degli edifici di nuova costruzione, anche pluripiano da realizzarsi con struttura intelaiata travi – pilastri in c.a. e fondazioni continue in c.a.

Sulla base di questi indirizzi progettuali è stato redatto il presente documento, compilato secondo quanto disposto dall'art. 8 comma 2 delle N.A. del P.A.I. "Indirizzi per la pianificazione urbanistica e per l'uso di aree di costa": *"Indipendentemente dall'esistenza di aree perimetrate dal PAI, in sede di adozione di nuovi strumenti urbanistici anche di livello attuativo e di varianti generali agli strumenti urbanistici vigenti i Comuni – tenuto conto delle prescrizioni contenute nei piani urbanistici provinciali e nel piano paesistico regionale relativamente a difesa del suolo, assetto idrogeologico, riduzione della pericolosità e del rischio idrogeologico - assumono e valutano le indicazioni di appositi studi di compatibilità idraulica e geologica e geotecnica, predisposti in osservanza dei successivi articoli 24 e 25, riferiti a tutto il territorio comunale o alle sole aree interessate dagli atti proposti all'adozione. Le conseguenti valutazioni comunali, poste a corredo degli atti di piano costituiscono oggetto delle verifiche di coerenza di cui all'articolo 32 commi 3, 5, della legge regionale 22.4.2002, n. 7 (legge finanziaria 2002). Il presente comma trova applicazione anche nel caso di variazioni agli strumenti urbanistici conseguenti all'approvazione di progetti ai sensi del DPR 18.4.1994, n. 383, "Regolamento recante disciplina dei procedimenti di localizzazione delle opere di interesse statale"*

Lo studio di compatibilità geologica e geotecnica, redatto secondo i criteri di cui all'allegato F delle norme di attuazione del P.A.I., avrà cura di dimostrare la coerenza con le finalità indicate nell'articolo 23, comma 6, e nell'articolo 25 delle norme di attuazione del PAI, in particolare, verrà dimostrato che l'intervento sottoposto all'approvazione è stato progettato rispettando il vincolo di non aumentare il livello di pericolosità e di rischio esistente - fatto salvo quello eventuale intrinsecamente connesso all'intervento ammissibile - e di non precludere la possibilità di eliminare o ridurre le condizioni di



pericolosità e rischio.

La compatibilità geologica e geotecnica dell'intervento di variante proposto verrà verificata:

- a) in funzione dei dissesti in atto o potenziali che definiscono la pericolosità dell'area interessata in relazione alle destinazioni e alle trasformazioni d'uso del suolo collegate alla realizzazione dell'intervento stesso;
- b) in base agli effetti dell'intervento sull'ambiente, tenendo conto della dinamica evolutiva dei dissesti che interessano il contesto territoriale coinvolto in funzione delle condizioni al contorno (nel caso di comuni confinanti)

Complessivamente, l'obiettivo dello studio è stato quello di definire le condizioni geologiche e geotecniche dei terreni presenti in funzione dell'intervento di nuova lottizzazione.

L'analisi dei caratteri geologici e geotecnici nei terreni interessati dall'intervento viene desunta sia da conoscenze già disponibili in merito alla geologia della zona e riportate nella relazione, sia da indagini dirette ed indirette, che sono state eseguite nell'area d'intervento per ottenere elementi conoscitivi di dettaglio.

Considerata la tipologia costruttiva e il sito su cui è previsto l'intervento, si sono valutati l'insieme di fattori che possono influire sul comportamento dei terreni, quali resistenza dei terreni allo stato limite ultimo, previsione dei cedimenti nel tempo, sotto-spinte idrauliche e fenomeni di liquefazione.

Sulla base dei risultati ottenuti verrà effettuata una simulazione in back – analysis della stabilità delle opere fondali in ragione della successione stratigrafica rilevata.

2. Analisi del Quadro di Riferimento normativo

In riferimento a quanto previsto dall'allegato F delle N.A. del P.A.I., lo studio di compatibilità geologica e geotecnica deve comprendere al suo interno l'analisi dei seguenti aspetti:

- Ubicazione dell'area in esame
- Assetto Geologico di Inquadramento
- Assetto Litostratigrafico Locale
- Assetto Geomorfologico locale
- Assetto Geostrutturale locale
- Assetto Geopedologico locale
- Schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea
- Modello geotecnico del sottosuolo



Fig. 1: Inquadramento Aerofotogrammetrico dell'area d'indagine – Via Is Prunixeddas

3. Ubicazione dell'area in esame

Il sito oggetto di intervento è ubicato nella zona di espansione urbana del Comune di Uta (CA), più precisamente nella Via Is Prunixeddas.

Nell'eseguire i lavori relativi all'ubicazione, alla caratterizzazione geologica, geomorfologica 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);
- Piano di Assetto Idrogeologico – Regione Sardegna (Approvato con Decreto Presidente Regione Sardegna n. 67 del 10.07.2006);



- Elaborati Progettuali;
- Cartografia Catastale Comune di Uta Scala 1:2000;
- Ortofoto Digitale Georeferenziate;
- P.U.C del Comune di UTA
- Cartografia P.P.R.
- Piano Regionale delle attività estrattive (P.R.A.E.)
- Piano Forestale della Sardegna (P.F.R.S.)
- Piano Stralcio delle Fasce Fluviali (Approvato definitivamente con Delibera del Comitato Istituzionale n°2 del 17.12.2015);



Fig. 2: Inquadramento Aerofotogrammetrico dell'area d'indagine e Overlay dell'intervento

4. Assetto geologico di inquadramento

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 dal Fiume Cixerri, localizzati rispettivamente a Nord ed a Sud rispetto all'area nella quale è prevista la realizzazione dell'intervento.

Come del resto tutto il territorio comunale, anche l'area da lottizzare si imposta sui terreni della piana alluvionale del Flumini Mannu-Cixerri, avente andamento NW-SE, parallela al Graben del Campidano.

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

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



Fig. 3: Inquadramento geologico dell'area d'indagine – Fonte I.S.P.R.A- Progetto CARG – Scala 1:25000



5. Assetto litostratigrafico locale

Per la caratterizzazione dell'assetto litostratigrafico locale sono stati utilizzati i dati delle indagini eseguite dallo scrivente in un lotto adiacente all'area d'intervento, nella quale sono stati eseguiti n° 3 pozzetti geognostici, della profondità max di 2,40 m dal p.d.c, nei quali è stata rilevata una successione di litotipi silico-clastici di facies tipicamente alluvionale.

La sequenza stratigrafica rilevata, piuttosto omogenea, può essere così rappresentata:

- Depositi pedogenizzati comprendenti suoli più o meno evoluti (0.00 m – 0.40 m) (Quaternario Olocene);
- Depositi continentali di facies alluvionale, costituiti da ciottoli centimetrici, poligenici ed eterometrici, in matrice limo - sabbiosa di colore rossastro con grado di cementazione da medio a molto elevato (0.40 m – 2.40 m) (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 sabbioso - ciottolose in matrice argillosa 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. 4: Rappresentazione litostratigrafica dell'area d'intervento – Pozzetto P1 (-2.40 m)



Fig. 5: Rappresentazione litostratigrafica dell'area d'intervento – Pozzetto P2 (-2.40 m)



Fig. 6: Rappresentazione
litostratigrafica dell'area d'intervento –
Pozzetto P3 (-2.40 m)



Fig. 7: Ripresa fotografica del materiale granulare di facies alluvionale estratto dal Pozzetto P1 (-2.40 m)



Fig. 8: Ripresa fotografica del materiale granulare di facies alluvionale estratto dal Pozzetto P2 (-2.40 m)



Fig. 9: Ripresa fotografica del materiale granulare di facies alluvionale estratto dal Pozzetto P3 (-2.40 m)

6. Inquadramento Geomorfologico

Da un punto di vista geomorfologico, la zona d'intervento si colloca nel settore denominato Is Perrizonis, caratterizzato da un andamento morfologico planare, pendenze comprese tra il 2% e il 5%, 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.

Le morfologie principali che si evincono nell'area d'intervento sono caratterizzate da coltri



deposizionali alluvionali disposte in conoidi alluvionali e orli di terrazzi fluviali del I° - II° ordine in corrispondenza dei corsi d'acqua del Rio Flumini Mannu e Rio Cixerri.

Relativamente alle condizioni topografiche, l'area d'intervento presenta pendenze $\cong 3\%$, da cui si evince un'inclinazione $i = 0.5^\circ - 1^\circ$, pertanto inquadrabile in categoria T1, ovvero "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

Per quanto attiene la definizione delle categorie di sottosuolo, ai sensi del D.M. 14/01/2008, l'area d'intervento è classificabile in categoria "C" ovvero: *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

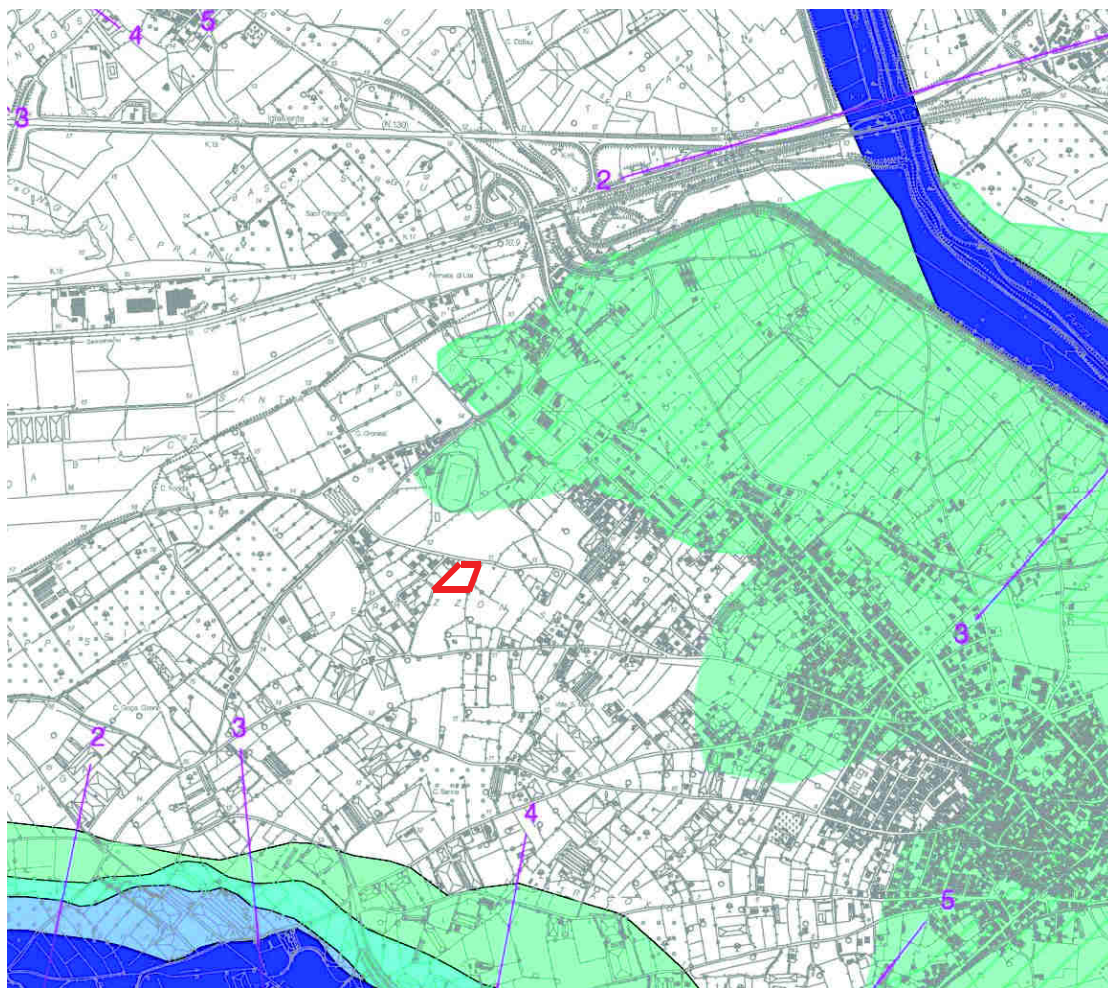


Fig. 10: Stralcio Carta della Pericolosità Idraulica P.A.I. – Comune di Uta – Tavola Hi 21/26

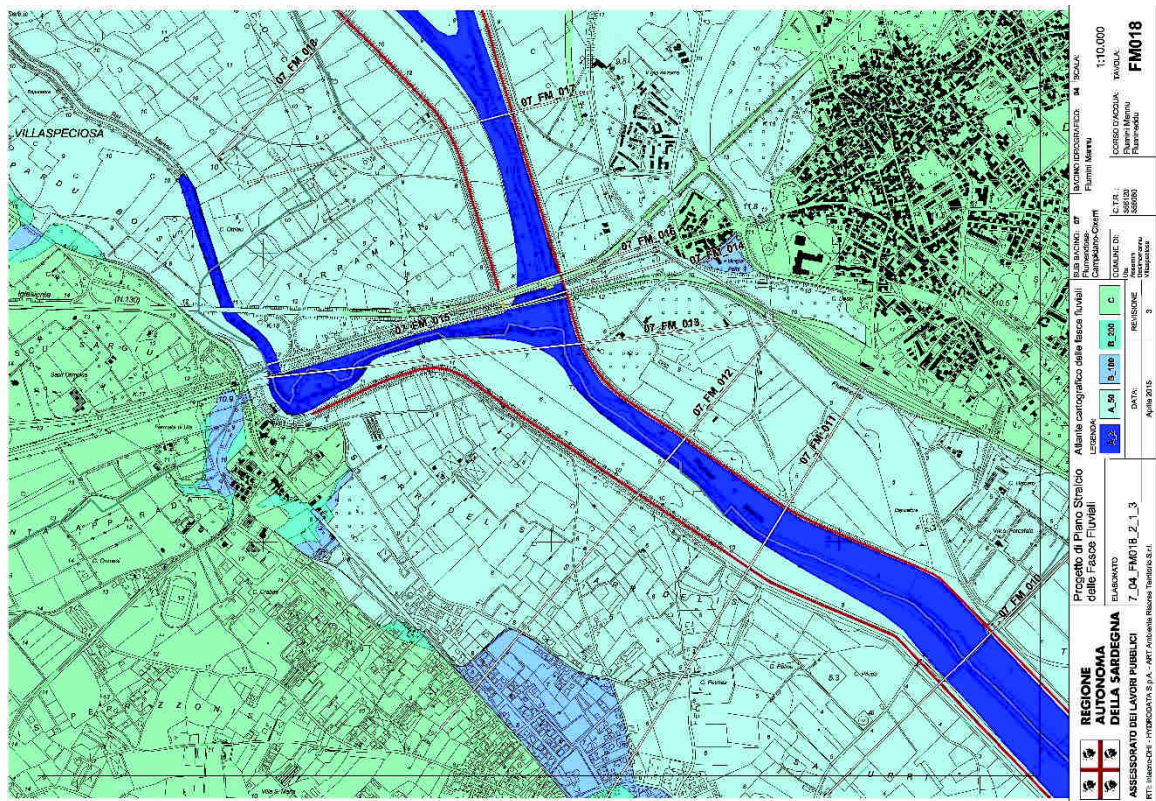


Fig. 11: Atlante cartografico delle fasce fluviali – Comune di Uta – Tavola FM018 – Rio Flumini Mannu

In considerazione del fatto che il Comune di Uta risulta inserito nell'ambito della mappatura del rischio idrogeologico per criticità idrauliche definite dal Piano di Assetto Idrogeologico della Sardegna e dal Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, è stata eseguita una dettagliata analisi idrogeologica e sovrapposizione cartografica in piattaforma G.I.S. al fine di stabilire se l'area prescelta risulta o meno a rischio idrogeologico ai sensi del P.A.I.

Come si evince dalla Fig. 10, l'area d'intervento attualmente non ricade in nessuna area vincolata del P.A.I., mentre per quanto concerne il Piano Stralcio delle Fasce Fluviali, il sito d'indagine ricade in Fascia Geomorfologica "C" corrispondente a quelle porzioni di territorio caratterizzate da eventi di piena con tempi di ritorno di cinquecento anni ($Tr = 500$ Anni), equivalente ad una zona a pericolosità idraulica moderata $Hi1$. Nelle zone pericolosità idraulica moderata ($Hi1$) o nelle zone che non risultano studiate è comunque necessario redigere uno studio di compatibilità idraulica del reticolo idrografico minore, considerato che trattasi di piani attuativi di tipo residenziale riconducibili all'art. 8 comma 2 delle Norme di Attuazione del P.A.I.



7. Inquadramento Geopedologico

L'area d'indagine si presenta poco urbanizzata, motivo per il quale è stato necessario eseguire un sondaggio all'interno del lotto per il rilevamento delle caratteristiche geopedologiche dei terreni: in particolare si è cercato di definire la frazione tessiturale dei terreni per la determinazione dei rispettivi coefficienti di permeabilità.

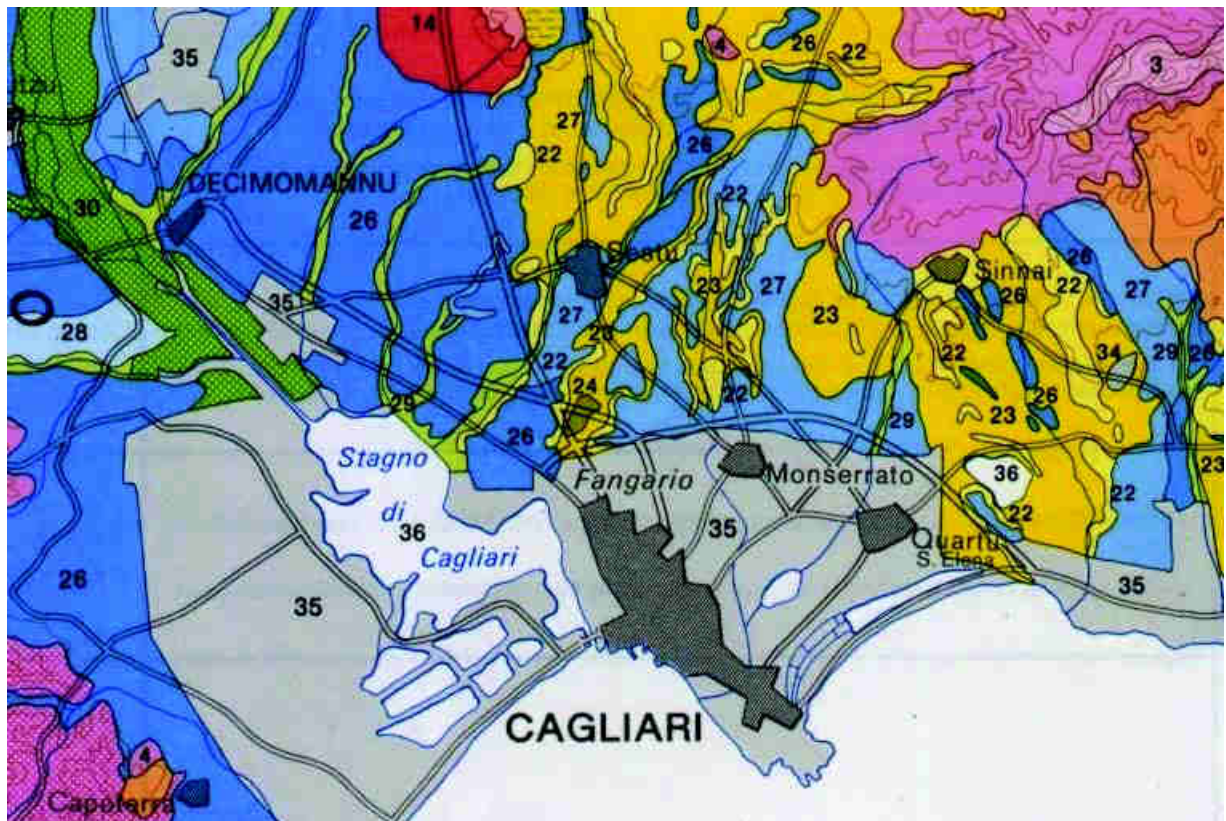


Fig. 12: Rappresentazione cartografica dell'area d'indagine estratta dalla Carta dei suoli della Sardegna

Come si evince dalla documentazione fotografica allegata alla presente, si rileva uno spessore di circa 0.40m di suolo bruno sabbioso – limoso in matrice argillosa, poco plastico, talora frammisto a clasti ciottolosi prevalentemente silicei. 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 lento, con permeabilità crescente in profondità per la presenza di una maggior frazione sabbioso – ghiaiosa.

8. Schema della circolazione idrica 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.

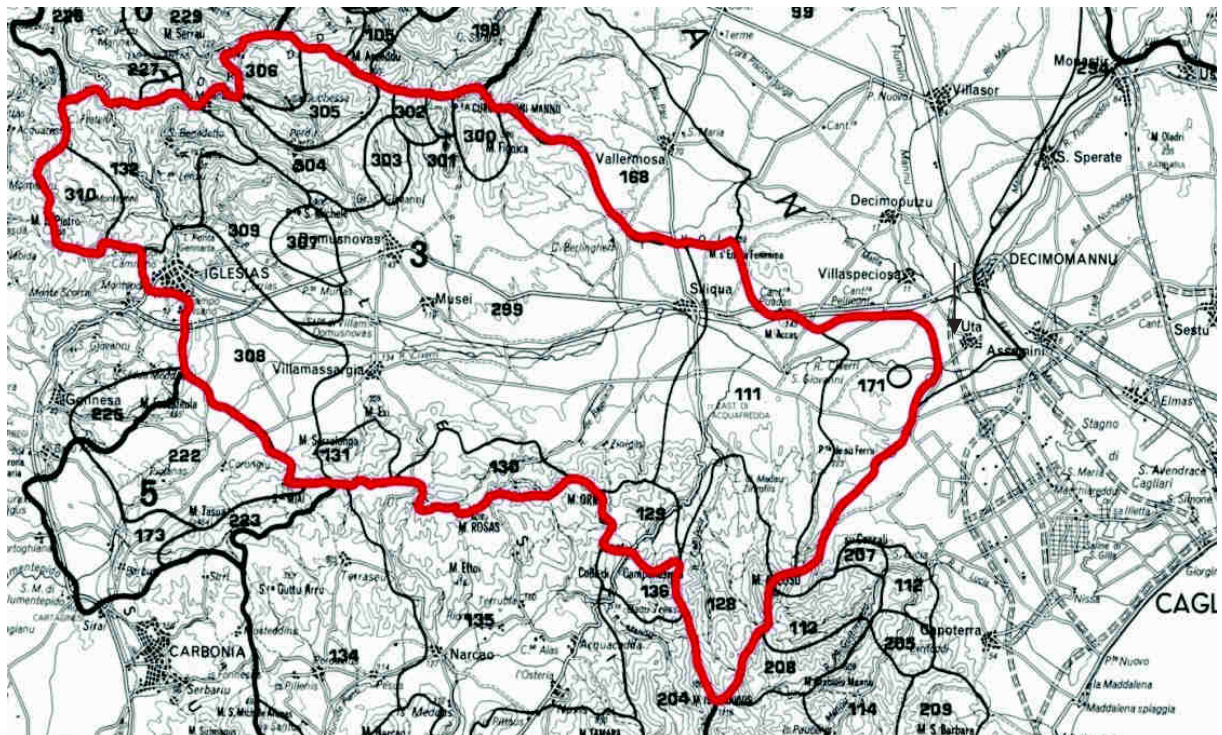


Fig. 13: Bacino idrografico del Cixerri

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.

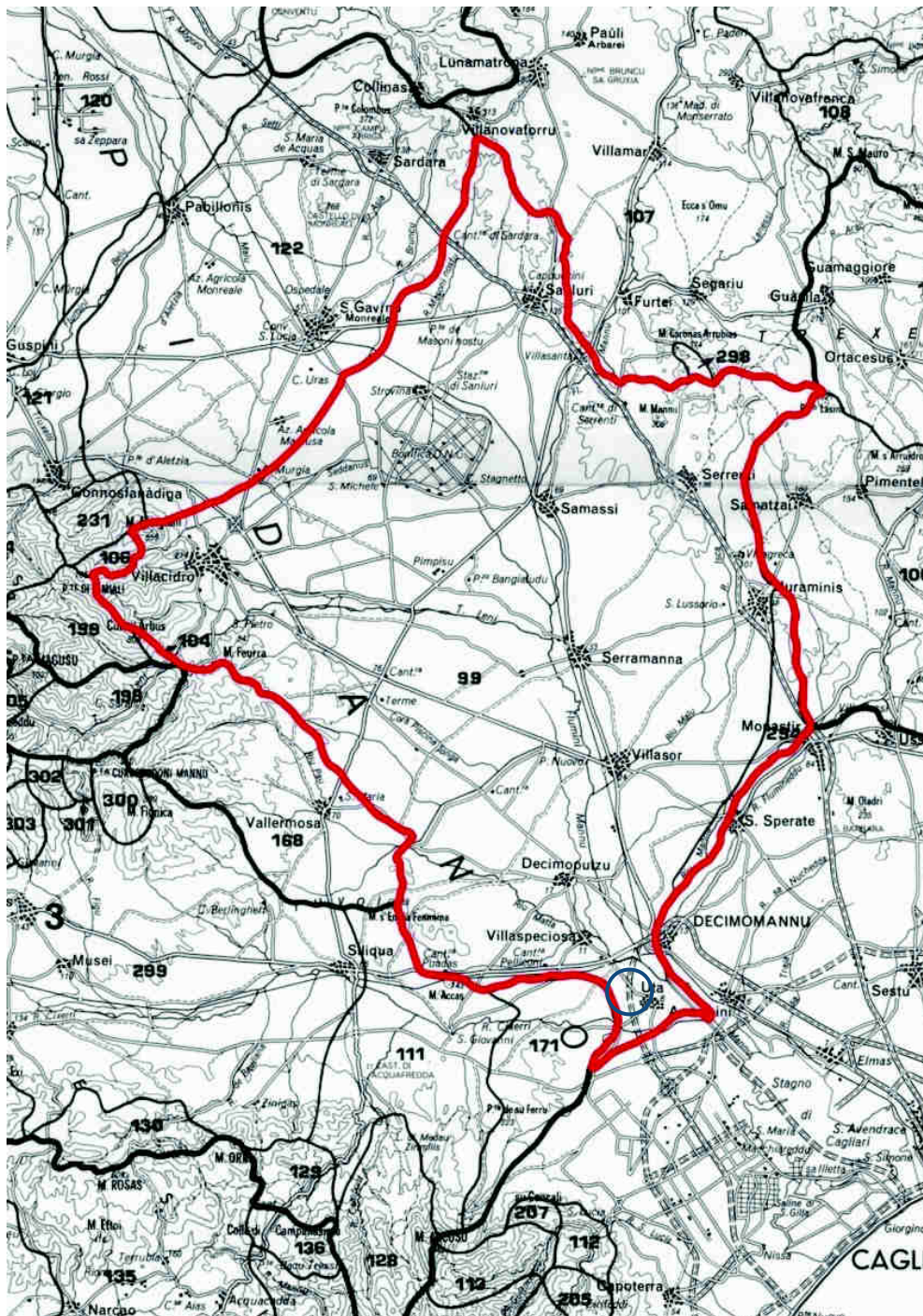


Fig. 14: Bacino idrografico del Flumini Mannu



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), Punta 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 sovra-consolidati ne contraddistingue caratteri di scarsa trasmissività idraulica.

9. Schema della circolazione idrica sotterranea

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.

Come si evince dalla documentazione fotografica, non è stata intercettata alcuna falda freatica superficiale fino alla profondità di scavo eseguita (- 2.40 m dal p.d.c.).

Si rileva che comunque la falda freatica esiste e risulta attestarsi ad una quota di ~ 10,00 m dal p.d.c. come verificato nel portale del Servizio Geologico Nazionale relativamente ai sondaggi eseguiti per ricerche idriche.

Più specificatamente, nell'area di intervento si colloca una falda freatica il cui livello piezometrico si attesta ad una quota variabile tra - 10,00 m ÷ - 12,00 m dal p.d.c. e direzione di deflusso SW verso lo Stagno di Santa Gilla. 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. In effetti, la soggiacenza della falda freatica superficiale risente della portata dei corsi d'acqua superficiali, e viceversa, soprattutto nei periodi estivi (deflusso in subalveo).



10. Modello geotecnico 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 prove geotecniche di laboratorio. Nello specifico, è stato prelevato un campione di terreno a fondo foro (profondità di - 2,40 m dal p.d.c.) per la determinazione dell'angolo di attrito del terreno, del contenuto d'acqua, del peso specifico e della coesione. Complessivamente, la successione litotecnica rinvenuta nell'area di indagine, presenta termini granulari di facies continentale, più specificatamente:

- Suolo sabbioso – argilloso con interclusi ciottoli alluvionali centimetrici - Spessore 0.40 m;
- Livello deposizionale costituito da sequenze pluri-metriche di litotipi ciottolosi poliedrici ed eterometrici, con grado di cementazione da medio a molto elevato, in matrice sabbioso limosa di colore rossastro – Spessore >2.50 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
- Resistenza del Terreno
- 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 settembre 2016.

Nel settore oggetto di intervento ed in un suo congruo intorno, sono stati realizzati complessivamente:



- N° 3 Pozzetti geognostici eseguiti con escavatore cingolato fino ad una profondità di ~ 2,40 m dal piano di campagna;
- Estrazione meccanica e 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, rappresentativo dell'area oggetto di indagine e denominato C1P1, prelevato a fondo scavo ad una profondità di m 2.30.

Stabilito che il campione suddetto risulta correlabile sia da un punto di vista stratigrafico sia da un punto di vista granulometrico agli altri campioni prelevati dai pozzetti, verranno 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:

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

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



Sulla base dei dati geotecnici desunti dalle prove di laboratorio, il campione prelevato dal sondaggio P1, presenta specifiche tipiche dei materiali ghiaioso-sabbiosi, caratterizzati da valori di portanza da buoni a eccellenti, tale da poter essere anche riutilizzato nello stesso sito come materiale di sottofondo stradale.

Qualora, invece tali materiali verranno utilizzati in altri siti di raccolta, dovrà essere eseguita preliminarmente una caratterizzazione ambientale dei terreni cavati, così come disciplinato dall'art. 186 del D.Lgs 152/2006 per i materiali riconducibili alle terre e rocce da scavo.

Per quanto concerne l'analisi geotecnica del sottosuolo, in questo paragrafo si avrà modo di analizzare nel dettaglio lo stato deformativo del sottosuolo in ragione dei carichi trasmessi dalle strutture dei nuovi edifici previsti in progetto.

Sulla base del quadro di riferimento progettuale verrà eseguita una simulazione in back analysis dello stato tensionale del sottosuolo, sulla base delle indicazioni contenute nella relazione di calcolo firmata dai progettisti.

Relativamente alle tipologie d'opere da realizzarsi, in ragione delle dimensioni della struttura di fondazione, e dell'azione di progetto (Ed) si procederà alla verifica della resistenza di progetto (Rd) dei terreni allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite ultimo (SLU) secondo il metodo del secondo approccio combinazione UNICA (A1+M1+R3) (STR+GEO) delle N.T.C. 2008.

Dalle risultanze delle verifiche fatte, si avrà modo di verificare se l'attuale struttura di fondazione risulta adeguata alle prestazioni attese.

Nell'ambito della definizione degli SLU, si possono effettuare diverse verifiche:

EQU: (S.L. "di Equilibrio") perdita di equilibrio statico della struttura o del terreno.

UPL: (S.L. "di Sollevamento") perdita di equilibrio dovuta al sollevamento causato dalla pressione dell'acqua o da altre azioni verticali.

HYD: (S.L. "per Gradienti Idraulici") collasso dovuto a gradienti idraulici.

STR: (S.L. "Strutturale") collasso o eccessiva deformazione degli elementi strutturali.

GEO: (S.L. "Geotecnico") collasso o eccessiva deformazione del terreno.

La **verifica della sicurezza** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)** di resistenza si ottiene tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd$$

Ed= valore di progetto dell'effetto delle azioni;

Rd= resistenza di progetto.

Nelle verifiche (**SLU**) nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali:



APPROCCIO 1 (DA1)

Combinazione 1 (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2 (A2+M2+R2) (GEO)

APPROCCIO 2 (DA2)

Combinazione 1 o Unica (A1+M1+R3) (STR + GEO)

Le *Combinazioni* sono formate da gruppi di coefficienti parziali con:

A = Azioni y F

M = resistenza dei materiali (terreno) y M

R = Resistenza globale del sistema y R

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.1 - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

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

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Relativamente alle fondazioni superficiali, nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.



Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- stabilità globale (fondazione su pendio)
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa

SLU di tipo strutturale (STR)

- collasso per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata obbligatoriamente secondo l'*Approccio 1* - Combinazione 2: (A2+M2+R2) [con R2 = 1.1] tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.I - coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU



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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.2.II - coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

APPROCCIO 1 (DA1)

Combinazione 1 (A1+M1+R1) (STR)

Combinazione 2 (A2+M2+R2) (GEO)

APPROCCIO 2 (DA2)

Combinazione Unica (A1+M1+R3) (STR + GEO)

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

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 6.4.I - coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite di fondazioni superficiali

Sulla base delle indicazioni risultanti dalla relazione di calcolo, tutte le verifiche verranno eseguite utilizzando il metodo del secondo approccio nella combinazione di calcolo UNICA riferita alla verifica geotecnica (GEO), vale a dire:

APPROCCIO 2 (DA2)

Combinazione Unica (A1+M1+R3) (STR + GEO)

Facendo riferimento alle schede di progetto allegate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- **Stato limite ultimo: SLU – STR A1**



$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{1K} + \gamma_q \cdot \psi(Q_{2K} + Q_{3K})$$

dove:

$\gamma_g = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\psi = 0.6$ (vento)

G_k = valore caratteristico azioni permanenti

Q_{1k} = valore caratteristico azioni di base

Q_{2k} = valore caratteristico azioni di base

Q_{3k} = valore caratteristico azioni di base

Stato limite ultimo: SLU – GEO A2

dove:

$\gamma_g = 1.0$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.3$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

Stato limite ultimo: SLU – EQU

dove:

$\gamma_g = 1.1$ (0.9 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

SLE – Stato limite di esercizio: SLE

RIEPILOGO AZIONI DI PROGETTO AL PIEDE DELLA TRAVE DI FONDAZIONE	
STATO LIMITE ULTIMO SLU	
SFORZO NORMALE MAX ALLA BASE DELLA FONDAZIONE (Kg/m ²)	1.20
STATO LIMITE DI ESERCIZIO SLE	
SFORZO NORMALE MAX ALLA BASE DELLA FONDAZIONE (Kg/m ²)	0.90



11. Relazione di calcolo – Analisi dei Parametri Sismici

Stante l'esigenza di applicare le Nuove Norme Tecniche sulle Costruzioni, si è provveduto alla determinazione dei parametri sismici in considerazione dei seguenti indici:

- Tipologia di opera:
- Vita Nominale
- Classe di Utilizzo
- Vita di Riferimento
- Spettro
- Probabilità di superamento della Vita di Riferimento
- Periodo di Ritorno
- Latitudine Nord
- Longitudine Est

Via Is Prunixeddas, 108, 09010 Uta CA, Italia **CERCA**

VITA NOMINALE: 50 (anni) CLASSE DI UTILIZZO: Classe II

VITA DI RIFERIMENTO: 50 SPETTRO: SLE 10%

PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO DELLA VITA DI RIFERIMENTO: 10 % PERIODO DI RITORNO: 475 (anni)

LATITUDINE: 39.29508 LONGITUDINE: 8.93849

RISULTATI:

AQ/G:	F0:	TC:
0.05	2.88	0.34

Amministrazione comunale più vicina: Uta

Fig. 15: Tabella parametri sismici SLE per il l'area d'intervento

▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Uta
▪ Zona Sismica	Zs =	4
▪ Spettro Sismico:		SLE
▪ Vita nominale,	Vn =	50 anni
▪ Vita di riferimento,	VR =	50 anni
▪ Classe di utilizzo	Cu =	II
▪ Tempo di ritorno	Tr =	475 anni
▪ Latitudine	N =	39.29508
▪ Longitudine	E =	8.93849
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.05
▪ Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 2.88
▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0.34





▪ Regione	R =	Sardegna
▪ Comune	C =	Uta
▪ Zona Sismica	Zs =	4
▪ Spettro Sismico:		SLU
▪ Vita nominale,	Vn =	50 anni
▪ Vita di riferimento,	VR =	50 anni
▪ Classe di utilizzo	Cu =	II
▪ Tempo di ritorno	Tr =	50 anni
▪ Latitudine	N =	39.29508
▪ Longitudine	E =	8.93849
▪ Accelerazione orizzontale massima attesa sul bedrock,		ag/g = 0.0235
▪ Fattore di amplificazione spettrale massima		FO= 2.67
▪ Periodo corrispondente all'inizio del tratto a Vcost.		TC = 0,30

	Categorie di suolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g(g) \leq 0.1$	0.20	0.20

Tabella coefficiente moltiplicativo β_s in funzione dell'accelerazione sismica rilevata e categoria di suolo

Per l'analisi dello SLE, i coefficienti sismici orizzontali K_h e verticali K_v si ottengono dalle seguenti formule:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad K_h = 0,20 \cdot 0,05 = 0,010$$

$$K_v = \pm 0,5_s \cdot K_h \quad K_v = 0,50 \cdot 0,010 = 0,005$$

Per l'analisi dello SLU, i coefficienti sismici orizzontali K_h e verticali K_v si ottengono dalle seguenti formule:

$$K_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad K_h = 0,20 \cdot 0,0235 = 0,0047$$

$$K_v = \pm 0,5_s \cdot K_h \quad K_v = 0,50 \cdot 0,0047 = 0,00235$$



12. Analisi dello stato deformativo del sottosuolo – Relazione di Calcolo

In considerazione dei carichi generati dalla struttura prevista in progetto, è stata riprodotta una simulazione delle sollecitazioni sul terreno con determinazione della resistenza del terreno secondo quanto disposto dal D.M. 14/01/2008 in ragione della tipologia di fondazione scelta.

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

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

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:

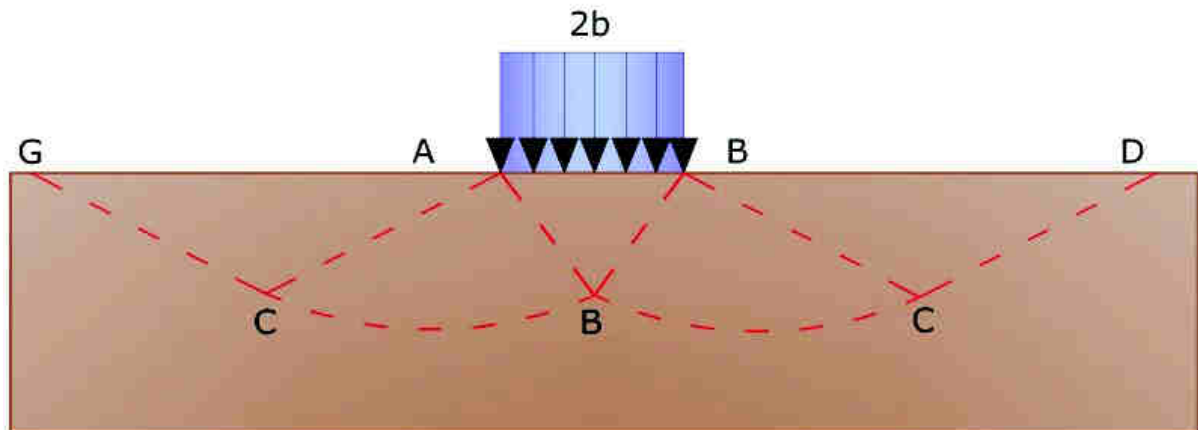
$$\tau = c + \sigma \times \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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 $\tau = c + \sigma \times \tan \varphi$
- 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.



Meccanismo di rottura di Prandtl

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 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.

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

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:

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

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

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

dove:

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

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

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

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

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

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

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



fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$
$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

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 :

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

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di Meyerhof; le estensioni consistono nell'introduzione di 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 $D/B < 1$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{D}{B}$$
$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B}$$

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:

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



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:

$$V_d \leq R_d$$

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 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:

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

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

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

Fattori di forma

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

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

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

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

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

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

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



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

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

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).

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 alla 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:

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

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

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

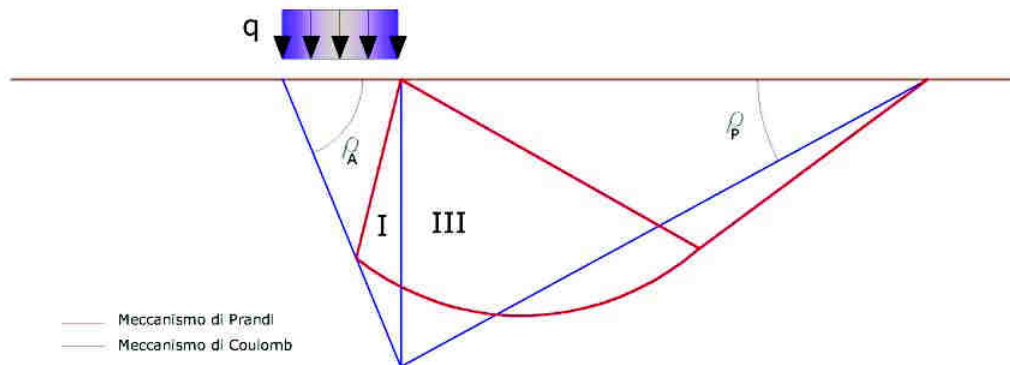
$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

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

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno 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 riguardata 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:

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

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

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

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



E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla 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 ρ_a e ρ_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:

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

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

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

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

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 che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$- \quad \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$



Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	Ny	Nc
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

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

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 ϕ

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

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

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi} \right)^{0,35}$$
$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$
$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le NTC 2008 calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β	=	coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;
a_{max}	=	accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
g	=	accelerazione di gravità;



Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V / \ln (1 - PVR)$$

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni. Per l'applicazione dell'Eurocodice 8 (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = A_g R \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$A_g R$: accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$A_g = A_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI



I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni BxL 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_j = 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 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:

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 sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione 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 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 ($\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v$) 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 $2.5 q_C$ 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)

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

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;

R3 = 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.

13. Analisi stato deformativo del sottosuolo

DATI GENERALI

Larghezza fondazione	1.20 m
Lunghezza fondazione	1.00 m
Profondità piano di posa	0.50 m
Altezza di fondazione	0.50 m
Tipologia di fondazione	Trave Rovescia

AZIONE SISMICA

Parametri di riferimento su sito rigido orizzontale

Accelerazione orizzontale massima al sito di riferimento rigido	0.0599 m/sec ²
Valore massimo fattore di amplificazione spettro in accelerazione orizzontale	0.010
Periodo di inizio tratto a velocità costante spettro in accelerazione orizzontale	0.005

Parametri di Zona

Categoria sottosuolo	C
Categoria topografica	T1

Coefficienti

Amplificazione stratigrafica	1.0
Amplificazione topografica	1.0
Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	0.05 m/sec ²



Accelerazione massima (ag/g)	0.0599
Coefficiente riduzione acceler. massima attesa al sito	0.20
Coefficiente sismico orizzontale	0.01198
Coefficiente sismico verticale	0.01198

STRATIGRAFIA

DH (m)	Gam (Kg/m³)	Gams (Kg/m³)	Fi (°)	c (Kg/cm²)	Ey (Kg/cm²)	Ed (Kg/cm²)
0.40	1690.0	1890.0	28.00	0.10	150.0	120.0
2.10	1716.0	2050.0	33.25	0.0031	280.0	220.0

Legenda:

DH:	Spessore dello strato;
Gam:	Peso unità di volume;
Gams:	Peso unità di volume saturo;
Fi:	Angolo di attrito;
c:	Coesione;
Ey:	Modulo Elastico;
Ed:	Modulo Edometrico;
Ni:	Coefficiente di Poisson;

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	1.20	-	-	-	-	-	Progetto



SISMA + COEFF. PARZIALI PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO + RESISTENZE

Nr	Correzione 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.Ca pacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1

CARICO LIMITE FONDAZIONE 2 APPROCCO COMB. UNICA (A1+M1+R3) STR + GEO

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	26.92
Fattore [Nc]	39.52
Fattore [Ng]	25.5
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.79
Fattore profondità [Dq]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.52
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	5.89 Kg/cm ²



Resistenza di progetto 2.56 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 33.28

Fattore [Nc] 49.22

Fattore [Ng] 33.23

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 6.24 Kg/cm²

Resistenza di progetto 2.71 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

=====

Fattore [Nq] 26.92

Fattore [Nc] 39.52

Fattore [Ng] 27.37

Fattore forma [Sc] 1.82

Fattore profondità [Dc] 1.15

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore forma [Sq] 1.41

Fattore profondità [Dq] 1.08

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore forma [Sg] 1.41

Fattore profondità [Dg] 1.08

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 7.75 Kg/cm²

Resistenza di progetto 3.37 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 26.92

Fattore [Nc] 39.52

Fattore [Ng] 36.62

Fattore forma [Sc] 1.0

Fattore profondità [Dc] 1.17

Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0

Fattore inclinazione base [Bc] 1.0

Fattore forma [Sq] 1.79

Fattore profondità [Dq] 1.11

Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0

Fattore inclinazione base [Bq] 1.0

Fattore forma [Sg] 0.52

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 6.49 Kg/cm²

Resistenza di progetto 2.82 Kg/cm²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata



Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	26.92
Fattore [Nc]	39.52
Fattore [Ng]	34.0
Fattore forma [Sc]	1.68
Fattore profondità [Dc]	1.17
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.66
Fattore profondità [Dq]	1.11
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.64
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	6.44 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	2.8 Kg/cm²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES - WINLER (1982)

k	2,36 Kg/cm³
----------	-------------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	1.2 Kg/cm²
--------------------------------------	------------------------------



Spessore dello strato	2.1 m
Profondità substrato roccioso	20.0 m
Modulo Elastico	280.0 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0.35

Coefficiente di influenza I1	0.37
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.38

Cedimento al centro della fondazione 2.49 mm

Coefficiente di influenza I1	0.25
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.28

Cedimento al bordo 0.91 mm

CEDIMENTI EDMETRICI

Pressione normale di progetto	1.20 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	15.0
Cedimento totale	0.60 cm

TABELLA CEDIMENTI EDMETRICI PER STRATO

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1.5	0.256	0.422	Edometrico	0.6	--	0.6

Legenda:

Z: Profondità media dello strato;

Dp: Incremento di tensione;

Wc: Cedimento di consolidazione;



Ws: Cedimento secondario (deformazioni viscosi);

Wt: Cedimento totale.

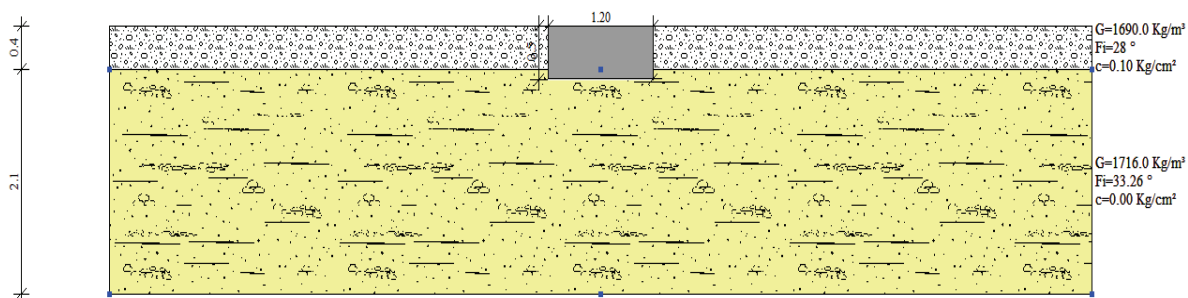


Fig. 17: Rappresentazione schematica della sezione geotecnica

Come si evince dalle risultanze del calcolo effettuato secondo il metodo dell'approccio n. 2 – combinazione unica (A1+M1+R3), relativamente alle verifiche in condizione SLU e SLE risulta verificata la condizione $E_d < R_d$.

Più precisamente, il valore minimo della resistenza di progetto R_d , calcolato secondo la formula di Hansen è pari a 2.69 Kg/cm².

14. Caratteri climatici e idrologici dell'area d'intervento

Nel presente paragrafo verranno descritti i caratteri climatici e idrologici dell'area d'intervento, in riferimento a quanto riportato dai dati rilevati dall'ARPAS – Servizio Agro-Meteorologico Sardo (SAR).

I dati riportati riguardano la ventosità, la temperatura massima e minima e la piovosità. Nella tabella sottostante viene riportato l'andamento della ventosità sulla base delle percentuali sul totale dei dati disponibili rilevata nella vicina stazione di Decimomannu e di Elmas, mentre nella Fig.18 in appresso sono visibili i punti di rilevamento.

Stazione	N	N-E	E	S-E	S	S-W	W	N-W	direzione variabile o calma di vento
Capo Frasca (Arbus)	10.41	3.97	9.62	15.94	2.00	9.72	19.83	28.26	0.26
Decimomannu	10.94	2.10	2.78	23.17	14.71	3.62	9.10	32.97	0.62
Elmas	14.68	0.84	4.35	17.68	20.85	2.36	11.98	27.11	0.15
Spalmatoreddu (Carloforte)	15.02	3.83	6.42	10.62	8.98	6.68	10.31	38.14	0.00
Fonni	6.79	6.60	7.94	6.58	5.40	16.00	33.60	16.41	0.67
Capo Bellavista (Arbatax)	8.34	15.07	10.94	7.98	15.45	5.23	15.70	21.19	0.10



Perdasdefogu	2.05	6.28	22.53	11.63	1.20	10.13	39.10	6.44	0.63
Guardiavechia (La Maddalena)	4.41	10.53	15.95	5.51	0.72	6.64	51.07	4.99	0.19
Asinara	3.07	3.02	22.68	4.29	3.77	9.16	40.84	13.03	0.13
Alghero	6.85	11.57	4.24	0.73	16.65	12.05	27.76	19.97	0.19

Fig. 18 - Tabella SAR- ARPAS

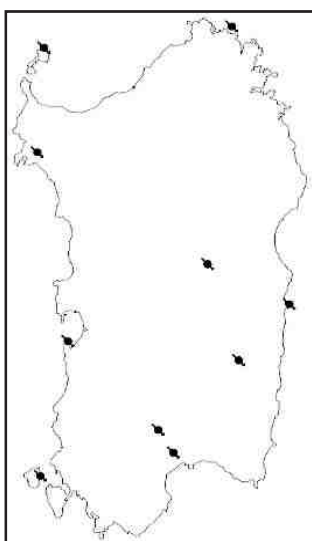


Fig. 19 – Punti di rilevamento della ventosità in Sardegna.

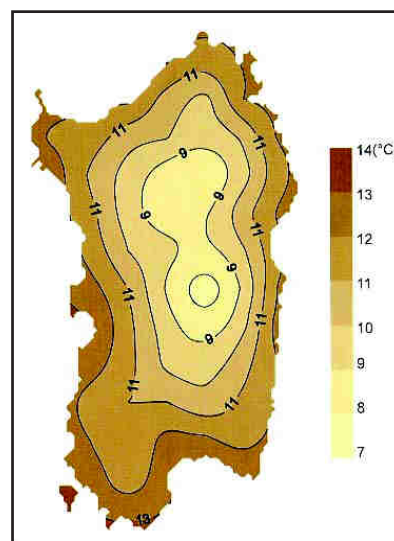
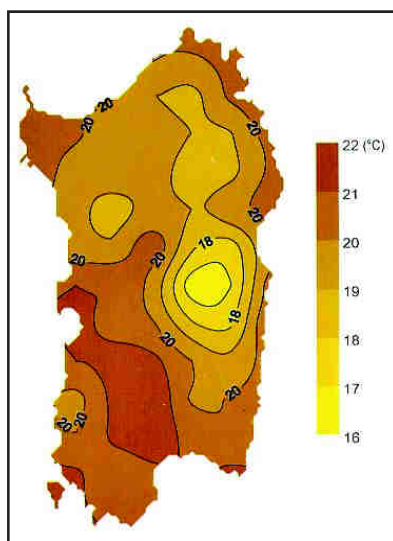


Fig. 20– Temperature massime e minime in Sardegna.

Nell'area d'indagine i venti predominanti sono provenienti da NW da S e da SE.

Per quanto riguarda la temperatura, in Fig. 20 sono riportate le medie delle temperature massime e minime in Sardegna. L'area d'indagine ricade all'interno dei 21°-22° per quanto riguarda le medie annali delle temperature massime e 12°-13° per quanto riguarda le temperature minime.

Nella Fig. 21 è riportata la media delle precipitazioni annue che per quanto riguarda l'area d'indagine sono comprese nell'intervallo che varia da 500 a 600 mm. I grafici sono stati estratti dal volume Analisi delle condizioni meteorologiche e conseguenze sul territorio regionale nel periodo ottobre 2010 - settembre 2011 dell'ARPAS

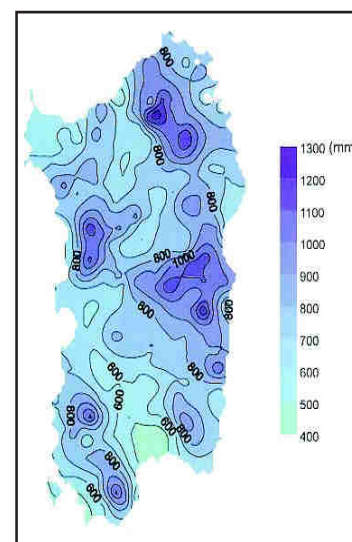


Fig. 21 – Media della piovosità in Sardegna.



15. Classificazione delle aree a pericolosità di frana

L'obiettivo finale del lavoro è la perimetrazione e classificazione delle aree a pericolosità di frana non perimetrate dal P.A.I. così come definite dall'art. 8 comma 2 delle N.A.

Lo studio, finalizzato all'approvazione del piano di lottizzazione, ha messo in evidenza, come vedremo in seguito, che nell'area relativa al piano di lottizzazione non esistono problematiche di pericolosità geologica e/o geomorfologica che potrebbero creare condizioni predisponenti la pericolosità di frana. Generalmente, con il termine frana, si indicano tutti i fenomeni di movimento o caduta di materiale roccioso o sciolto a causa dell'effetto della forza di gravità. Le condizioni predisponenti il fenomeno franoso sono varie tra cui segnaliamo l'elevato grado di fratturazione, la disposizione geometrica delle fratture rispetto alla giacitura del versante, elevate pressioni interstiziali, fenomeni crioclastici e infine le modificazioni antropiche della geometria dei luoghi. In questo contesto, il Rischio geologico (Rg) si definisce come il prodotto fra la pericolosità (Hg) dei fenomeni di dissesto, la presenza sul territorio di elementi a rischio (E) e la loro vulnerabilità (V).

$$R_g = H_g * E * V$$

Per il rischio geologico totale Rg, si esercita una quantificazione secondo 4 livelli riportati nella seguente tabella, dove sono evidenziati gli estremi superiori delle classi:

Rischio geologico totale			Descrizione degli effetti
Classe	Intensità	valore	
Rg1	Moderato	≤ 0.25	Danni sociali, economici e al patrimonio ambientale marginali.
Rg2	Medio	≤ 0.50	Sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità del personale, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività economiche.
Rg3	Elevato	≤ 0.75	Sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici e alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, la interruzione di funzionalità delle attività socio - economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale.
Rg4	Molto elevato	≤ 1.00	Sono possibili perdite di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture e al patrimonio ambientale, la distruzione delle attività socio economiche.

Fig. 22: Quantificazione degli effetti sulla base del rischio geologico totale



la pericolosità geologica è di non agevole definizione in quanto risulta spesso non quantificabile la frequenza di accadimento di un evento franoso. Per tale motivo si assume una suddivisione della pericolosità in quattro classi, come riportato nella seguente tabella estratta dalle linee guida del P.A.I.:

Pericolosità (Hg)			Descrizione
Classe	Intensità	valore	
Hg1	Moderato	0.25	I fenomeni franosi presenti o potenziali sono marginali.
Hg2	Medio	0.50	Zone in cui sono presenti solo frane stabilizzate non più riattivabili nelle condizioni climatiche attuali a meno di interventi antropici (asseti di equilibrio raggiunti naturalmente o mediante interventi di consolidamento). zone in cui esistono condizioni geologiche e morfologiche sfavorevoli alla stabilità dei versanti ma prive al momento di indicazioni morfologiche di movimenti gravitativi.
Hg 3	Elevato	0.75	Zone in cui sono presenti frane quiescenti per la cui riattivazione ci si aspettano presumibilmente tempi pluriennali o pluridecennali; zone in cui sono presenti indizi geomorfologici di instabilità dei versanti e in cui si possono verificare frane di neoformazione presumibilmente in un intervallo di tempo pluriennale o pluridecennali.
Hg 4	Molto elevato	1.00	Zone in cui sono presenti frane attive, continue o stagionali; zone in cui è prevista l'espansione areale di una frana attiva; zone in cui sono presenti evidenze geomorfologiche di movimenti incipienti.

Fig. 23: Classi di pericolosità e quantificazione lineare nell'intervallo (0,1)

Per quanto riguarda gli elementi a rischio, sono costituiti da persone e cose suscettibili di essere colpiti da eventi calamitosi.

Gli elementi a rischio di frana E, rappresentano tutti gli elementi a rischio ai sensi del DPCM 29.09.1989, e cioè tutti gli elementi nei quali è ipotizzabile una qualche forma di danno per: l'incolumità delle persone; gli agglomerati urbani comprese le zone di espansione urbanistica; le aree su cui insistono insediamenti produttivi, impianti tecnologici di rilievo (distributori di benzina, serbatoi di gas), in particolare quelli definiti a rischio rilevante ai sensi di legge; le infrastrutture a rete (reti distribuzione idrica, energetica, telefonica, reti di fognatura; reti di trasporto urbano), e le vie di comunicazione di rilevanza strategica anche a livello locale; il patrimonio ambientale e i beni culturali, storici, architettonici



d'interesse rilevante; le aree sede di servizi pubblici (strutture di soccorso, ospedali, vigili del fuoco) e privati, di impianti sportivi e ricreativi, strutture ricettive e infrastrutture primarie.

Nelle linee guida del P.A.I. sono stati classificati secondo la seguente tabella, gli elementi a rischio, nella quale ad ogni classe è stato attribuito un peso secondo una scala variabile tra (0,1):

Classi	Elementi	Peso
E₁	Aree libere da insediamenti e aree improduttive: zona boschiva; zona agricola non edificabile; demanio pubblico non edificato e/o edificabile.	0.25
E₂	Aree con limitata presenza di persone: aree extraurbane, poco abitate; edifici sparsi. Zona agricola generica (con possibilità di edificazione); zona di protezione ambientale, rispetto, verde privato; Parchi, verde pubblico non edificato; infrastrutture secondarie.	0.50
E₃	Nuclei urbani non densamente popolati; infrastrutture pubbliche (strade statali, provinciali e comunali strategiche, ferrovie, lifelines, oleodotti, elettrodotti, acquedotti); aree sedi di significative attività produttive (insediamenti artigianali, industriali, commerciali minori) zone per impianti tecnologici e discariche RSU o inerti, zone di cava..	0.75
E₄	Centri urbani ed aree urbanizzate con continuità (densità abitativa superiore al 20% della superficie fondiaria); nuclei rurali minori di particolare pregio; zone di completamento; zone di espansione; grandi insediamenti industriali e commerciali; servizi pubblici prevalentemente con fabbricati di rilevante interesse sociale, infrastrutture pubbliche (infrastrutture viarie principali strategiche); zona discarica speciali o tossico nocivi; zona alberghiera; zona campeggi e villaggi turistici; beni architettonici, storici e artistici.	1.00

Fig. 24: Classificazione degli elementi a rischio e attribuzione del relativo peso

Per quanto attiene la vulnerabilità, questa è intesa come la capacità a resistere alle sollecitazioni indotte dall'evento e quindi dal grado di perdita degli elementi a rischio (E) in caso del manifestarsi del fenomeno.

Ogni qualvolta si ritenga a rischio la vita umana, ovvero per gli elementi di tipo E4, E3, e parte di E2, la vulnerabilità, secondo quanto si evince dal DPCM, sarà assunta pari all'unità; per quanto concerne gli elementi di altro tipo si attribuirà un valore di vulnerabilità ancora unitario.



16. Metodologia adottata per la perimetrazione e classificazione delle aree a pericolosità di frana

La metodologia utilizzata per la perimetrazione e la classificazione della pericolosità di frana considera i fattori principali che hanno influenza diretta o indiretta sulle condizioni di stabilità dei versanti.

Il lavoro, mediante varie operazioni, ci permette di ricavare una carta della pericolosità di frana in seguito alla predisposizione di alcune carte tematiche, che rappresentano rispettivamente i fenomeni geomorfologici esistenti nel territorio e i singoli fattori predisponenti alla franosità, e la loro sovrapposizione (overlay), secondo il diagramma di flusso schematizzato nella figura sottostante.

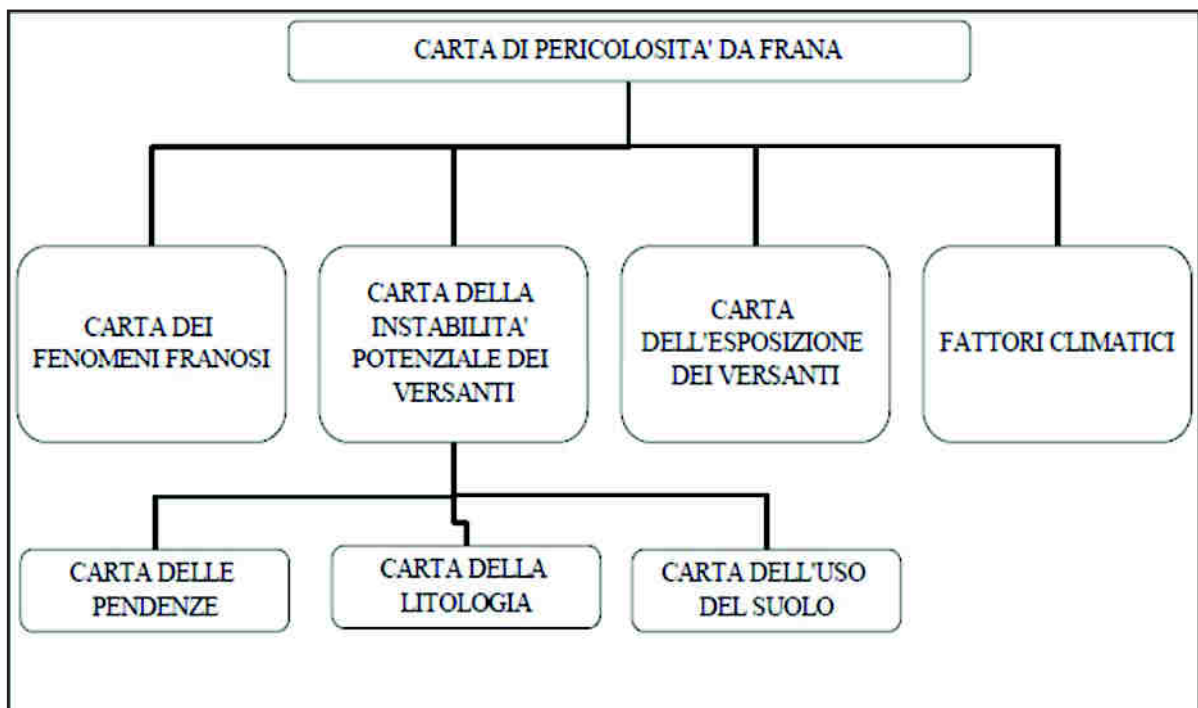


Fig. 25 - Schema del processo per la definizione delle aree a pericolosità da frana.

17. Instabilità potenziale dell'area d'intervento

L'instabilità potenziale dell'area d'intervento è stata ricavata attraverso un'analisi di maggior dettaglio sulla base delle caratteristiche litologiche, geologico-strutturali, delle condizioni di copertura vegetale, pendenza ed esposizione, delle caratteristiche geomorfologiche, dei fattori climatici e rilievi puntuali sul territorio.



Inoltre sono stati presi in considerazione anche i fattori così detti "scatenanti" (quale, la piovosità) e le condizioni idrogeologiche locali (circolazione idrica profonda nel versante), e quando possibile, i parametri geotecnici dei terreni e delle rocce che costituiscono il pendio, la giacitura degli strati, il grado di fratturazione e di alterazione delle rocce. Tali analisi hanno permesso di realizzare una carta dell'instabilità potenziale del settore di studio.

In seguito a queste analisi è stata assegnata a queste aree una classe di instabilità potenziale, alla quale corrisponde un intervallo di valori (pesi), in funzione del ruolo esercitato da esse nella produzione di eventuali dissesti.

Questi valori sono il risultato di una combinazione di parametri che rappresentano l'influenza complessiva che i fattori considerati hanno sulla stabilità del versante.

In pratica si tratta di redigere la Carta dell'instabilità potenziale a partire dalla sovrapposizione in ambiente GIS (Overlay Mapping) di 3 carte tematiche:

- Carta Geologica
- Carta delle pendenze
- Carta di uso del suolo

Tale carta, incrociata con quella dei fenomeni franosi (se presenti) e la carta geomorfologica, ci permette di creare la carta della pericolosità di frana come descritto nelle linee guida del P.A.I.

18. Attribuzione dei pesi – Pendenza /Acclività

La pendenza dell'area d'intervento, rappresentata nella tavola 4.0 (carta dell'acclività) e allegata alla presente relazione, è un fattore molto importante in quanto, maggiore è l'inclinazione di un terreno maggiore è la tendenza al dissesto per effetto della gravità e dell'azione degli agenti atmosferici, specie dove la protezione della vegetazione è assente perché non riesce a insediarsi.

Nel contesto del luogo, è stata considerata solamente una delle cinque classi di pendenza proposte dalle linee guida del P.A.I.

In effetti, considerato che siamo in presenza una zona morfologicamente complanare, per l'area d'intervento verranno utilizzate le classi a minor pendenza (0 – 10%).

A riguardo, come indicato nelle linee guida del P.A.I., alle relative classi di pendenza si attribuiscono pesi, compresi tra -2 e +2 :



Classi di pendenza	Peso
0-10 %	+2
11-20 %	+1
21-35 %	0
36-50 %	-1
> 50 %	-2

Fig. 26: Pesi relativi alle diverse classi di pendenza

19. Attribuzione dei pesi - Litologia

Nella tavola 2.0, carta geolitologica allegata alla presente relazione, sono rappresentate l'estensione e le caratteristiche di ogni singola formazione litologica.

Per l'attribuzione dei pesi si è fatto riferimento alle principali esperienze metodologiche riportate in bibliografia e alla conoscenza diretta delle caratteristiche dei litotipi affioranti nell'area oggetto di studio.

La scala dei valori da applicare, secondo le linee guida del P.A.I., va da 1 a 9; i valori più alti corrispondono ai termini litologici più resistenti, compatti, poco alterati, mentre quelli più bassi ai termini più fragili e sciolti. Nella tabella seguente sono indicati i pesi relativi assegnati ad alcune classi litologiche individuabili nel territorio della Regione Sardegna e alcune delle quali utilizzate nel nostro studio per effettuare delle correlazioni con le litologie presenti nel territorio di Uta:

20. Pesi litologici per l'abitato di Uta

L'attribuzione dei pesi litologici nell'area di studio è stata fatta in funzione dell'influenza che gli stessi esercitano sull'accadimento di fenomeni di dissesto ed in particolare mediante l'utilizzo di dati di letteratura (tabelle presenti nelle linee guida del P.A.I. le quali individuano alcune classi litologiche presenti nel territorio regionale sardo), delle caratteristiche dei depositi, in base a criteri genetici e di formazione dei vari corpi litologici, in relazione alle qualità geotecniche ed infine in relazione alla loro giacitura e in rapporto all'acclività presente nel settore esaminato.

Le unità presenti nel territorio indagato sono rappresentate da formazioni riconducibili complessivamente a depositi alluvionali terrazzati del Pleistocene – Olocene fino all'attuale.

Si tratta in generale di depositi ciottolosi-sabbiosi e talora sabbiosi, poligenici e eterometrici derivanti dallo smantellamento di rocce di età paleozoica e terziaria. In generale presentano uno spessore di 6-8 metri, uno scarso costipamento e un'elevata porosità e permeabilità che favorisce la



formazione di una falda con livello piezometrico a circa 6-8 metri di profondità rispetto al piano di campagna.

Classe	Descrizione litologica	Peso
1	Detrito di falda con detritici e conoidi di deiezione	1
2	Depositi lagunari, lacustri e palustri	4
3	Alluvioni ghiaiose recenti ed attuali degli alvei fluviali	5
4	Alluvioni ghiaiose, antiche e terrazzate	5
5	Alluvioni prevalentemente sabbiose	6
6	Depositi alluvionali prevalentemente limoso argillosi	5
7	Depositi argillosi	2
8	Sabbie eoliche	2
9	Sabbie, anche grossolane con livelli ghiaiosi ed intercalazioni di arenarie	3
10	Arenarie e arenarie conglomeratiche	5
11	Marne	4
12	Calcari, calcari marnosi	7
13	Dolomie, dolomie calcaree e calcari dolomitici	8
14	Calcescisti, micascisti, argilloscisti	4
15	anfiboliti	7
16	Gneiss con elevata densità di giunti e fratturazione	5
17	Gneiss massici e con giunti di fatturazione radi	8
18	Tufi, tufi conglomeratici	3
19	ignimbriti	7
20	basalti	8
21	Trachiti, fonoliti	7
22	andesiti	5
23	Rioliti massice	7
24	Graniti, granodioriti alterati con potenti coperture arcose	2
25	Graniti, granodioriti massici privi di copertura ed alterazione	9

Fig. 27: attribuzione dei pesi in funzione delle classi litologiche

Mediamente, questi terreni granulari incoerenti, sia grossolani sia fini, presentano un comportamento geo-meccanico abbastanza buono, comunque da analizzare ogni qualvolta siano previsti interventi ingegneristici anche in funzione delle oscillazioni delle falde presenti nel settore.

Considerata l'assenza di pericolosità geomorfologica, e la bassa acclività presente è stato dato come peso litologico il valore di +6.



21. Attribuzione dei pesi – Uso del suolo

In generale, la presenza di una copertura vegetale costituisce una protezione della superficie del terreno dall'azione degli agenti atmosferici e un'azione di consolidamento esercitata dall'apparato radicale.

Un bosco ad alto fusto è generalmente, un impedimento al dissesto idrogeologico (massima impedenza), mentre un terreno lavorato stagionalmente, arato con sistemazione ad esempio a "ritocchino" è uno scarso impedimento all'erosione e all'instabilità del pendio (impedenza minima o nulla).

Nella tabella seguente si riportano, a titolo di esempio, alcune classi di uso del suolo che si ritengono presenti sul territorio regionale; ad ogni classe è stato attribuito un peso, secondo le principali metodologie riportate in bibliografia.

Le classi relative all'uso antropico (tessuto urbano compatto e rado), sono state genericamente valutate con peso "0", in relazione alla scala dello studio senza poter considerare particolari situazioni locali.

Alle aree agricole (frutteti e prati stabili) che circondano l'abitato e che comunque stanno evolvendo verso nuovi insediamenti sparsi è stato assegnato un valore di impedenza mediocre pari a "0", considerato che le stesse talora risultano inutilizzate, dando luogo alla formazione di vegetazione spontanea.

Nella seguente tabella sono indicati i valori di impedenza e i pesi ad esse corrispondenti.



Sigla	Classi di uso del suolo	Impedenza	Peso
111	Tessuto urbano continuo	Mediocre	0
112	Tessuto urbano discontinuo	mediocre	0
121	Aree industriali e commerciali	Mediocre	0
122	Reti stradali e ferroviarie e spazi accessori	minima	-1
124	Areoporti	mediocre	0
131	Aree estrattive	nulla	-2
133	Aree in costruzione	minima	-1
211	Seminativi in aree non irrigue	nulla	-2
221	Vigneti	nulla	-2
222	Frutteti	mediocre	0
231	Prati stabili	mediocre	0
242	Sistemi colturali particellari complessi	minima	-1
243	Aree prevalentemente occupate da colture agrarie	nulla	-2
311	Boschi di latifoglie	massima	+2
312	Boschi di conifere	massima	+2
313	Boschi misti	massima	+2
321	Aree a pascolo naturale e prateria di alta quota	mediocre	0
322	Brughiere e cespuglietti	buona	+1
324	Aree a vegetazione boschiva e arbustiva in evoluzione	buona	+1
331	Spiagge, dune, sabbie	nulla	-2
332	Rocce nude, falesie, rupi, e affioramenti	nulla	-2
333	Aree con vegetazione rada	minima	-1
411	Paludi	nulla	-2
511	Corsi d'acqua, canali e idrovie	nulla	-2
512	Bacini d'acqua	nulla	-2

Fig. 28: Classi di uso del suolo secondo il Corine - Land Cover

22. Attribuzione dei pesi – Uso del suolo nel territorio di Uta

Nel territorio di studio, sono stati applicati i pesi relativi all'uso del suolo secondo quanto prescritto dalle linee guida del P.A.I..

Ciò nonostante, come accennato nei paragrafi precedenti, è da sottolineare che l'attribuzione dei pesi relativi all'uso del suolo va a condizionare e sovrastimare la pericolosità di frana presente in modo da non essere corrispondente alla realtà; in questo contesto geomorfologico tali fattori, legati all'uso del suolo, in linea generale, possono essere considerati secondari.

Di conseguenza, per non avere una sovrastima della pericolosità di frana, si dovrà privilegiare in questo territorio il tematismo geomorfologico che ci consentirà di ottenere dei risultati maggiormente attendibili. Alle classi d'uso del suolo, rappresentate nella Tavola 5.0 Carta uso del suolo, sono stati attribuiti i seguenti pesi:

Tessuto Urbano Compatto: Al tessuto urbano è stato dato un valore di impedenza mediocre in quanto generalmente il tessuto urbano va a modificare la permeabilità dei terreni e quindi impedisce il naturale drenaggio delle acque. A questa classe è stato dato un peso pari a 0



Tessuto Urbano Rado: Al tessuto urbano è stato dato un valore di impedenza mediocre in quanto generalmente il tessuto urbano va a modificare la permeabilità dei terreni e quindi impedisce il naturale drenaggio delle acque. A questa classe è stato dato un peso pari a 0

Aree agricole: Alle aree agricole che circondano il tessuto urbano, è stato dato un valore impedenza mediocre in quanto gran parte di questi terreni non risultano più utilizzati per scopi agricoli poichè ricadenti in aree urbanisticamente edificabili.

23. Altri tematismi di verifica – esposizione dei versanti

L'esposizione influisce sui processi di trasformazione dei versanti, in quanto i terreni esposti a nord sono quelli più freddi e umidi (con cicli giornalieri, non solo stagionali), mentre quelli esposti a sud hanno condizioni più miti.

Nella tabella che segue si riporta a titolo di esempio una classificazione in base all'esposizione dei versanti; sono indicate 16 classi più una classe speciale per le aree di pianura.

Classe	Orientazione
1	N
2	NNE
3	NE
4	NNE
5	E
6	EES
7	ES
8	SSE
9	S
10	SSO
11	SO
12	OOS
13	O
14	OON
15	ON
16	ONN
-1	Aree di pianura

Fig. 29: Classificazione dell'esposizione dei versanti



24. Fattori climatici

Le variazioni climatiche, e gli effetti della temperatura combinata alle precipitazioni provocano il degrado e il disfacimento delle rocce e la conseguente produzione di detriti sciolti e instabili.

I dati bibliografici, indicano la piovosità media annua come fattore predisponente al dissesto, secondo la seguente tabella.

mm/a	zona
>1600	<i>Sicuramente franosa</i>
1600-1300	<i>Probabilmente franosa</i>
1300-1000	<i>Mediamente franosa</i>
1000-700	<i>Raramente franosa</i>
<700	<i>Non franosa</i>

Fig. 30: Influenza della piovosità media annua sulla propensione al crollo

25. Classi di instabilità potenziale nel settore di studio

Sulla base delle considerazioni dei fattori descritti nelle pagine precedenti, e delle esperienze metodologiche, si definiscono le classi di instabilità potenziale delle aree rilevate, a cui corrispondono intervalli di valori (pesi) derivati dalle operazioni di sovrapposizione previste.

Si propongono 5 classi di instabilità potenziale, con valore decrescente di gravità; la classe di maggiore instabilità è quella corrispondente a valori più bassi dei pesi (ridotte quindi sono le qualità dei fattori considerati), mentre un pendio stabile è rappresentato da valori più alti (i fattori che contribuiscono hanno buone caratteristiche di tenuta).

Sono riportate nella seguente tabella le classi di instabilità potenziali.

Classe di instabilità	descrizione	pesi	
		da	a
1	Situazione potenzialmente stabile	10	12
2	Instabilità potenziale limitata	7	9
3	Instabilità potenziale media	4	6
4	Instabilità potenziale forte	1	3
5	Instabilità potenziale massima	-3	0

Fig. 31: Classi di instabilità potenziale



I risultati dell'analisi geomorfologica e delle condizioni di potenziale instabilità forniscono il quadro delle condizioni di stabilità del territorio oggetto di studio, cioè la condizione di pericolosità di frana del territorio, indicata attraverso il parametro Hg, la quale rappresenta un parametro indispensabile nella caratterizzazione del rischio di un territorio nei confronti dei processi naturali.

La carta delle instabilità potenziali (tav. 6.0) è stata elaborata considerando i principali fattori predisponenti la franosità, ossia: la litologia; il rapporto tra strutture geologiche e giacitura dei versanti; acclività dei versanti; l'uso del suolo e la copertura del suolo.

Dall'analisi della carta di instabilità dei versanti si evince che il settore d'intervento è esclusivamente caratterizzato da aree a instabilità potenziale limitata (instabilità compresa tra 7 e 10).

Come si evince dal contesto territoriale e morfologico, il territorio di Uta insiste su di un'area sub-pianeggiante in cui sono assenti condizioni predisponenti la pericolosità di frana sia di carattere geolitologico sia attinenti a problematiche di tipo geo-strutturale o geotecnico, nonché geomorfologiche o riguardanti problematiche connesse alla fisiografia, orografia, pendenze dei versanti, esposizione degli stessi e d'uso del suolo.

In particolare è da sottolineare come i metodi proposti dalle linee guida del P.A.I. ed in particolare mediante la sovrapposizione di vari tematismi (overlay mapping) della litologia, uso del suolo e pendenze, e i relativi pesi consigliati dalle stesse linee guida, inducono come nel nostro caso ad una sovrastima della pericolosità di frana in quanto tali metodi tendono a considerare principalmente i tematismi litologici e d'uso del suolo a discapito di quello morfologico che in questo caso dovrebbe essere il tematismo principale da applicare.

Tali risultati dell'applicazione tal quale del metodo proposto dalle linee guida del P.A.I. permette di ottenere, anche in quelle aree pianeggianti, con pendenza compresa tra 0% e 10% e peraltro in condizioni prive di azioni gravitative, perimetrazioni di instabilità potenziale media.

I risultati ottenuti con l'utilizzo di tale metodo presentano talvolta una situazione penalizzante e inaccettabile da proporre per il territorio di studio e di conseguenza, considerando l'integrazione dello studio di maggior dettaglio e le condizioni morfologiche della stessa area, si è deciso di proporre per tali aree delle perimetrazioni che consentano di pervenire a risultati realistici per il contesto territoriale presente.

Complessivamente, per le aree caratterizzate da una morfologia sub-pianeggiante con blandi rilievi, esenti da una pericolosità geomorfologica, nella quale i processi geomorfologici e le caratteristiche fisiche dei terreni non costituiscono fattori predisponenti al verificarsi di movimenti di massa, abbiamo ritenuto opportuno assegnare una pericolosità di frana Hg 0.



La scelta di assegnare una pericolosità inferiore rispetto a quella stabilita dal PAI diviene essenziale in considerazione del fatto che le analisi sino a qui condotte dimostrano l'inesistenza di elementi potenziali scatenanti associati a fenomeni di dissesto riconducibili a frana.

26. Conclusioni

Dalle indagini eseguite fino ad ora, analizzato il contesto del luogo e la cartografia di settore, risulta evidente che il sito oggetto di intervento si presenta privo di fenomeni di instabilità in atto o potenziale riconducibili a frane o sink-hole.

Pertanto, si ritiene che l'intervento di attuazione del nuovo piano di lottizzazione non interviene ad aumentare le cause di rischio. È quindi possibile confermare l'ammissibilità dello stesso rispetto ai dettami del P.A.I.

Il Geologo

Dott. Geol. Manconi Simone

L'ingegnere

Dott. Ing. Luca Linguini

Dott. Ing. Giancarlo Pintus