



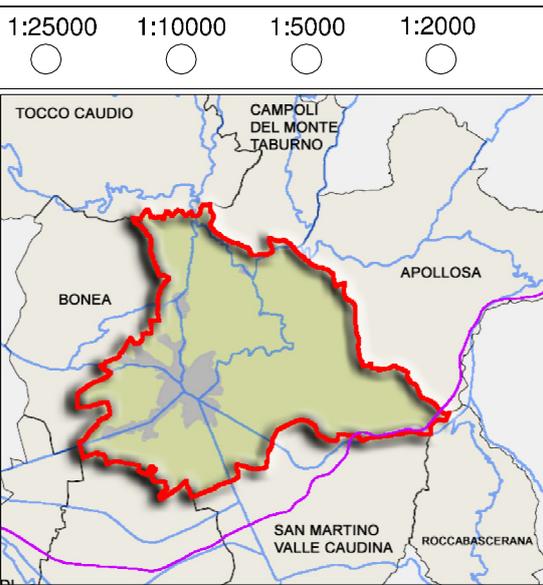
Citta' di  
**MONTESARCHIO** (Bn)

**PUC**

oggetto: **PIANO URBANISTICO COMUNALE**

(L.R. 16 del 22/12/2004 e s.m.i. - Regolamento di Attuazione n° 5 del 04/08/2011 - BURC n° 53 dell' 08/08/ 2011)

SINDACO : Francesco Damiano  
ASS. all' URB. : avv. Giuseppe Izzo



- DISPOSIZIONI STRUTTURALI**  
*a tempo indeterminato (ex art.3. co.3 lett. a) L.R. 16/2004)*
- DISPOSIZIONI PROGRAMMATICHE**  
*a tempo determinato (ex art.3. co.3 lett.b) L.R. 16/2004)*
- RELAZIONE ILLUSTRATIVA**
- NORME TECNICHE DI ATTUAZIONE**  
*(ex art. 23 - comma 8 L.R. 16/2004)*
- ATTI DI PROGRAMMAZIONE (API)**  
*(ex art. 25 - L.R. 16/2004)*
- RAPPORTO AMBIENTALE**  
*(ex art. 47 co. 2 - L.R. 16/2004)*
- RELAZIONE DI SINTESI DEL RAPPORTO AMBIENTALE**  
*(ex art. 47 co. 4 - L.R. 16/2004)*
- VALUTAZIONE DI INCIDENZA**  
*(ex art. 5 - D.P.R. 357/97)*

Sistema insediativo: *Citta' storiche della Valle Caudina*

**RELAZIONE DI COMPATIBILITA'  
CON LO STUDIO GEOLOGICO TECNICO**

SIGLA    ALLEGATO

**DP    38**

PROGETTO URBANISTICO : dr. arch. Pio CASTIELLO  
STUDIO GEOLOGICO : dr. geol. Adriano Iachetta  
STUDIO AGRONOMICO : dr. agr. Alberto Cecere  
ZONIZZAZIONE ACUSTICA : prof. Gennaro Lepore (esperto in acustica)

progetto :

dr. ing. Domenico Duilio  
(R.U.P.)

Arch. Pio Castiello

PREMESSA.....	2
INQUADRAMENTO TERRITORIALE .....	2
INDICAZIONI PROGETTUALI ATTUATE CON IL PROGETTO DI PIANO .....	3
COMPATIBILITÀ TRA CONDIZIONI GEOTECNICHE E PREVISIONI URBANISTICHE .....	5
INDICAZIONI STORICHE.....	5
STRUTTURE SISMOGENETICHE.....	6
LITOSTRATIGRAFIA.....	6
FORMAZIONE DEL FLYSCH ROSSO .....	6
FORMAZIONE DI CASTELVETERE .....	6
DEPOSITI PLIOCENICI .....	7
DEPOSITI CONTINENTALI.....	7
DEPOSITI VULCANOCLASTICI.....	7
DEPOSITI FLUVIO – LACUSTRI DELLA VALLE CAUDINA.....	8
DETRITO DI FALDA.....	8
DEPOSITI ELUVIO – COLLUVIALI.....	8
DEPOSITI PIROCLASTICI E COLLUVIALI .....	9
DEPOSITI ALLUVIONALI.....	9
DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI .....	9
MORFOLOGIA DEL TERRITORIO .....	10
CARATTERISTICHE TECNICHE GENERALI DEI TERRENI .....	11
ZONA 1 .....	11
ZONA 2.....	11
ZONA - 3 .....	14
ZONA - 4 .....	14
INQUADRAMENTO IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO.....	15
IDROGRAFIA .....	15
BACINO DEL TORRENTE TESA .....	15
BACINO DEL TORRENTE PONTECANE.....	16
BACINO DEL TORRENTE TORA .....	16
BACINI IDROGRAFICI MINORI .....	17
IDROGEOLOGIA.....	17
VERIFICHE.....	18
CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI .....	18
DI FONDAZIONI SUPERFICIALI .....	18
NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	18
SONDAGGI.....	30
SONDAGGIO – S.1 – ZONA .....	30
SONDAGGIO – S.3 – ZONA .....	34
SONDAGGIO – S.4 – ZONA .....	38
SONDAGGIO – S.5 – ZONA .....	42
SONDAGGIO – S.6 – ZONA .....	46
SONDAGGIO – S.7 – ZONA .....	50
SONDAGGIO – S.8 – ZONA .....	54
SONDAGGIO – S.9 – ZONA .....	58
SONDAGGIO – S.10 – ZONA .....	62
SONDAGGIO – S.11 – ZONA .....	66
SONDAGGIO – S.12 – ZONA .....	70
SONDAGGIO – S.13 – ZONA .....	74
CONCLUSIONI: VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ.....	78

## PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di Montesarchio (BN) ha conferito al sottoscritto architetto Pio Castiello, iscritto all'Albo degli Architetti Pianificatori Paesaggisti e Conservatori della Provincia di Benevento al n° 92, l'incarico di redigere il Piano Urbanistico Comunale – P.U.C., al fine di razionalizzare le scelte finora attuate, dare assetto definitivo all'intero territorio comunale con la previsione delle dotazioni di spazi destinati a standard urbanistici secondo quanto previsto dalla normativa vigente e di organizzare e sistematizzare l'attività edificatoria edilizia residenziale, delle attività produttive, delle infrastrutture e dei servizi.

## INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il territorio del Comune di Montesarchio ricade nell'ambito della Provincia di Benevento.

Appartiene alla Regione Agraria n. 3 – Monti del Taburno Camposauro.

Parco del Taburno – Camposauro

Zona climatica - D

Dati Generali

- Superficie Territoriale (ISTAT) .....26,26 kmq (2.626 Ha)
- Popolazione al 31.12.2007 (ISTAT) .....13.542 residenti
- Densità di Popolazione al 31.12.2008.....516 Ab/Kmq (5,16 ab/Ha)
- Altitudine max .....m 700 s.l.m.
- Altitudine min .....m 194 s.l.m.
- Altitudine centro municipale.....m 300 s.l.m.
- Classificazione sismica (Del.G.R.5447 del 07/11/2002).....Classe 2 – Media sismicità
- *Distanze stradali:*
  - Capoluogo di Regione - Napoli ..... Km 54
  - Capoluogo di Provincia - Benevento ..... Km 20
  - Casello autostradale – Castel del Lago (A16 – Napoli - Canosa) ..... Km 36

Il Comune di Montesarchio confina con i Comuni di Apollosa, Bonea, Campoli del Monte Taburno, Ceppaloni, Cervinara (AV), Roccascerana (AV), Rotondi (AV), San Martino Valle Caudina (AV), Tocco Caudio.

## INDICAZIONI PROGETTUALI ATTUATE CON IL PROGETTO DI PIANO

L'area presa in esame è quella del territorio comunale di Montesarchio, oggetto del presente studio del P.U.C. – Piano Urbanistico Comunale, con particolare riguardo alle aree riservate alla trasformazione urbanistica e più in generale alla edificazione.

Il presente studio di compatibilità è correlato alle indicazioni espresse nel progetto di Piano, ed analizza le indicazioni offerte dai risultati dello studio geologico redatto dal Dr. Geol. Adriano Iachetta nella prospettiva di compatibilità geotecnica.

Le prospettive di sviluppo intravedibili per il territorio locale non possono prescindere, da un lato, dalle risultanze dell'analisi demografica e socio-economica, e dall'altro, dalle strategie di livello sovraumunale emergenti in particolare dal quadro della pianificazione regionale (PTR, PSR 2007-2013, ecc.).

Le previsioni di Piano sono contenute negli elaborati allegati al progetto P.U.C., con le indicazioni e le scelte operate.

Come indicato più dettagliatamente nella Relazione Tecnica Illustrativa, gli indirizzi e obiettivi di Piano sono qui riassunti per dare un riferimento di congruenza tra le scelte operate a livello urbanistico e le risultanze dello studio geologico.

Nella definizione degli indirizzi ed obiettivi strategici perseguiti con il progetto di PUC è stato di fondamentale importanza il riferimento agli strumenti di pianificazione sovraordinati, quali il PTR - Piano Territoriale Regionale - il PTCP - Piano Territoriale di Coordinamento della Provincia di Benevento. Altresì fondamentale, anche per la coincidenza temporale con quello del PUC, è il Programma di Sviluppo Rurale (PSR) 2007-2013 della Regione Campania.

Tali strumenti di programmazione pianificazione sovraordinati, infatti, delineano un quadro di elementi conoscitivi e di obiettivi territoriali a scala regionale e provinciale, tali da costituire un primo riferimento per la definizione degli obiettivi di pianificazione.

Gli indirizzi programmatici per la redazione del Piano Urbanistico Comunale, ovvero gli indirizzi fondamentali da porre alla base del nuovo strumento urbanistico comunale secondo i contenuti della legge urbanistica regionale e degli strumenti di pianificazione sovraordinati, sono stati sistematizzati, in prima istanza, nella Relazione Programmatica discussa nella seduta consiliare del 19-03-2009 (delibera di C.C. n. 13) e quindi definiti nei successivi incontri e sedute tenutisi nel prosieguo delle attività partecipative e progettuali.

Tenuto conto della centralità del territorio di Montesarchio e dell'area Caudina lungo le principali vie di comunicazione, seguendo l'asse NA-CE-BN-BA, tra Europa del Nord e Mediterraneo, l'interconnessione ai grandi flussi economici costituisce una grande occasione di sviluppo per il territorio.

Il nuovo disegno di piano, in tal senso, darà una risposta alle esigenze che potranno generarsi, con l'individuazione di nuove aree produttive, commerciali e terziarie, in genere, nonché di nuove aree residenziali, servizi ed attrezzature, fermo restando la tutela e la salvaguardia delle risorse naturali del territorio per uno sviluppo sostenibile dello stesso, senza prescindere da un più generale riordino e riqualificazione del territorio comunale che permetta di superare tutte le incongruenze della pianificazione precedente che ha di fatto scompaginato la struttura territoriale con gravi diseconomie di scala sul piano urbanizzativo ed insediativo.

Tali obiettivi possono essere sintetizzati come di seguito:

- recuperare e rafforzare l'identità del centro storico e delle frazioni;
- individuare nuove opportunità insediative per l'edilizia residenziale;
- potenziare e sviluppare le attività economiche e le potenzialità turistiche del territorio;
- controllare la qualità dello sviluppo urbano;
- riordinare il territorio mediante il riequilibrio tra fascia periurbana, marginale e campo-aperto;
- ricucire lo sfilacciato tessuto marginale, in tali aree saranno realizzati servizi ed attrezzature a servizio dell'insediamento;

- 
- considerare la centralità di Montesarchio e dell'area Caudina, dell'interscambio NA-CE-BN-BA o Roma-Bari e sud-Italia, lungo il Corridoio 8 - Berlino/ Palermo;
  - salvaguardare l'ambiente naturale e valorizzare le qualità paesaggistiche dei luoghi e delle aree con valenza agricola e boschiva e tutelare una significativa presenza di verde in ambito urbano;
  - migliorare la qualità sociale, potenziare e razionalizzare la rete dei servizi migliorando la dotazione degli standard esistenti di cui al D.M. 1444/1968.

Il PUC inoltre distinguerà aree agricole ordinarie, aree agricole di salvaguardia periurbana, aree agricole di tutela paesaggistica e naturalistica, ecc., differenziando usi ed indici di edificabilità in modo da ottenere risultati congruenti con l'identità culturale del paesaggio agricolo, favorendone il reinsediamento umano e quindi lo sviluppo economico, così come disciplinato dal "Documento di Piano" di cui è costituito il PTR.

Le azioni di Piano, come illustrato più in dettaglio nel prosieguo della presente Relazione, perseguono appunto gli obiettivi di fondo individuati a monte della concreta attività progettuale.

## COMPATIBILITÀ TRA CONDIZIONI GEOTECNICHE E PREVISIONI URBANISTICHE

Il presente progetto P.U.C. – Piano Urbanistico Comunale è stato coordinato con lo studio geologico – geomorfologico – geostatico – idrogeologico – geosismico, redatto, ai sensi della L. n° 64/1974, L.R. n° 9/1983, DM. LL. PP. 11/03/1988; OPCM 3274 del 20/03/2003, dal Dott. Geol. Adriano Iachetta iscritto all’Albo Regionale dei Geologi della Regione Campania al n. 1549.

Il sottoscritto progettista del P.U.C. ha quindi redatto la verifica che segue, in modo da meglio significare i rapporti geotecnici e geosismici, in termini di compatibilità, tra le caratteristiche geosismiche dei terreni e le previsioni di edificabilità e di trasformazione del territorio.

Dalla analisi condotta dallo studio geologico e per la verifica del grado di sismicità del territorio di Montesarchio, è stato effettuato uno studio storico statistico su testi specializzati, al fine di individuare le aree geologicamente significative per la zona, ed in riferimento alla ubicazione delle strutture sismo genetiche dell’Appennino Meridionale, e dalla conoscenza dei danni provocati sul patrimonio urbanistico in conseguenza dei sismi più disastrosi per il territorio in oggetto, come indicato nella relazione geologica allegata al Piano.

### INDICAZIONI STORICHE

Il principali eventi sismici che hanno interessato l’abitato di Montesarchio, sono stati generati al confine tra Campania e Molise e tra Campania – Puglia – Basilicata, ed in particolare, nelle aree del Matese, di Benevento e dell’Irpinia, per cui le stesse aree risultano a più elevata pericolosità.

Dall’analisi storica dei terremoti, a partire dall’XI secolo, si evidenzia che il Comune di Montesarchio è stato coinvolto ciclicamente dagli eventi sismici di cui i maggiori sono stati elencati nella tabella allegata allo studio geologico.

Per il territorio comunale, terremoti più gravi e devastanti si sono verificati:

- nel dicembre del 1456;
- il 5 giugno 1688;
- l’8 settembre 1694;
- il 29 novembre 1732.

Le conseguenze prodotte da tali eventi sismici, hanno modificato l’assetto urbanistico del territorio comunale. Infatti diverse abitazioni dei nuclei storici risalgono a questo periodo.

Il quadro complessivo dei danni, ricavato analizzando la sismicità storica e recente, mostra che la città di Montesarchio soffre in misura maggiore per gli eventi sismici provenienti dalle zone sismo genetiche localizzate ad E ed a NE.

Il territorio comunale potrebbe anche essere coinvolto anche da strutture sismo genetiche di tipo antiappenninico, che hanno generato terremoti con epicentro proprio nel territorio comunale. In passato tali eventi sismici, dai dati a disposizione, non hanno superato il VI grado di intensità.

Di seguito si riportano i sismi, storicamente documentati a partire dal 1700, con epicentro nel raggio di 30 Km. Dal Comune di Montesarchio.

1702 – 14/03	Beneventano – Irpinia
1782 – 12/01	Vitulano
1805 – 13/10	Caiazzo
1885 – 1709	Benevento
1895 – 01/02	Montesarchio

---

1902 – 16/12	Montesarchio
1903 – 04/05	Valle Caudina
1903 – 07/12	Benevento
1904 – 18/07	Apice
1905 – 14/03	Beneventano
1924 – 26/03	Sannio
1927 – 25/05	Cerreto
1936 - 03/04	Valle Caudina
1950 – 01/01	Pietrelcina
1962 – 21/08	Irpinia
1981 – 14/02	Baiano

## **STRUTTURE SISMOGENETICHE**

Il territorio comunale risente della sismicità generatasi all'interno delle zone sismo genetiche presenti nella catena appenninica e disposte lungo una fascia orientata NW – SE. Questa fascia è definita dalla distribuzione degli epicentri dei terremoti sia storici che recenti. Gli addensamenti degli epicentri, come evidenziato nei grafici allegati allo studio geologico, le modalità di rilascio energetico, in correlazione con l'assetto geologico – strutturale, permettono di individuare nella fascia aree sismo genetiche a diverso comportamento sismico. Per tale motivo sono state identificate quattro aree sismo genetiche principali, in cui vengono successivamente riconosciute le strutture sismo genetiche attive.

## **LITOSTRATIGRAFIA**

Con riferimento all'inquadramento ed allo studio geologico generale, i terreni affioranti nell'ambito del territorio comunale sono stati distinti e cartografati nell'Elaborato G2 (Carta Geologica in scala 1:5.000). Di seguito una breve illustrazione delle tipologie riscontrate, si individuano differenti unità litostratigrafiche rappresentate dai terreni dei acini meso – cenozoici, depositi marini silico – clastici miocenici e pliocenici e depositi plio – quaternari di ambiente continentale. Si riassumono le caratteristiche principali dei vari strati, riferendo che per un esame approfondito si è fatto riferimento alla relazione geologica associata allo studio geologico.

## **FORMAZIONE DEL FLYSCH ROSSO**

I terreni bacinali meso-cenozoici sono rappresentati dalla Formazione del Flysch Rosso, che nelle aree di affioramento, si presenta costituita da termini pelitici (argille, argille marnose e marne di colore rosso, verde e biancastre) che si intercalano a strati e banchi, anche di notevole spessore, composti da calcari ricristallizzati, calciruditi, brecciole calcaree e calcareniti.

I termini del Flysch Rosso costituiscono il substrato dei depositi silico-clastici miocenici ed affiorano, in modo limitato, alla base del versante orientale del Monte Taburno ad ovest della frazione di Cirignano. Per questa formazione dalla letteratura si ricava un'età che va dal Cretacico superiore al Miocene inferiore.

## **FORMAZIONE DI CASTELVETERE**

La maggior parte delle aree di versante, che ricadono nel territorio comunale, è costituita dai termini di un'unità litostratigrafica silico-clastica di età miocenica che poggia sulle unità di substrato con contatto trasgressivo e discordante.

In relazione ai dati di letteratura (Sgrosso, 1988; Ciarcia et alii, 2006) i terreni, costituenti la successione silico-clastica e presenti nell'area, sono stati riferiti alla Formazione di Castelvetere (Pescatore et alii, 1970; Critelli e Le Pera, 1995). Si tratta di una successione silico-clastica costituita dall'alternanza di arenarie, argille e conglomerati a struttura massiccia. I meccanismi deposizionali sono riferiti a torbiditi e flussi gravitativi di sedimenti. Nei territori rilevati la Formazione di Castelvetere, che costituisce quasi per intero il versante posto a monte del centro abitato, si presenta per lo più nella litofacies sabbioso-conglomeratica. Nei numerosi affioramenti individuati sui versanti si osservano banchi e strati di arenarie di colore grigio-avana quarzoso-litiche e subordinatamente micacee, medio-grossolane con granuli e tessituralmente immature, da massive a straterellate; arenarie massive o mal gradate con nuvole conglomeratiche ed arenarie ciottolose in amalgamazione erosiva o deposizionale su arenarie medio-fini; raramente si individuano interstrati sottili di peliti e siltiti laminate. Nel complesso i depositi arenacei si mostrano quasi sempre in strati e banchi spessi, amalgamati con stratificazione mal definita. In alcuni luoghi, ad esempio ad ovest di Monte Mauro ed in località Fiego, si rinviene una litofacies arenaceo-pelitica composta da arenarie fini e siltiti in strati sottili con intercalazioni di calcareniti grigiastre e strati argilloso-marnoso-siltoso.

Caratteristica peculiare della formazione è la presenza a più altezze stratigrafiche di corpi carbonatici (Olistoliti) di forma irregolare e di volume variabile da qualche metro cubo a migliaia di metri cubi. Litologicamente questi corpi carbonatici sono assimilabili ai depositi mesozoici, affioranti nei complessi montuosi che derivano dalla strutturazione dei depositi della Piattaforma sud-appenninica. Essi emergono imponenti sul paesaggio grazie ai processi di erosione differenziale.

## **DEPOSITI PLIOCENICI**

I depositi Pliocenici, affioranti nell'area, sono riferibili all'unità litostratigrafica attualmente nota in letteratura come Membro delle argille di Tufara Valle (Ciarcia et alii, 2006). Essi affiorano nel settore orientale del territorio di Montesarchio e, precisamente, da Tufara Valle a località Badia. Caratteristica della successione è il rinvenimento di macrofossili, quali gasteropodi, lamellibranchi, echinidi ed ostreidi. Questi depositi pelitici rappresentano il prodotto della sedimentazione in un ambiente marino a bassa energia al di sotto del livello di base delle onde (Ciarcia et alii, 2006). L'età ad essi attribuita da recenti lavori scientifici è Pliocene inferiore (Ciarcia et alii, 2006).

## **DEPOSITI CONTINENTALI**

Al di sopra delle unità di substrato fin qui descritte, si rinvengono differenti tipologie di depositi di origine continentale che, in modo più o meno rilevante, mascherano i terreni sottostanti.

## **DEPOSITI VULCANOCLASTICI**

In prossimità della linea ferroviaria Cancellone-Benevento ad ovest dell'abitato di Tufara Valle, si rilevano due piccoli affioramenti di materiali vulcanoclastici riferibili all'Ignimbrite Campana. Entrambi gli affioramenti sono stati sfruttati per l'estrazione del tufo grigio e, pertanto, attualmente si rinvengono piccoli lembi ai margini delle cave. L'ignimbrite, di spessore compreso tra 4-20 mt., poggia sui depositi argillosi pliocenici. Essa è costituita da materiali provenienti da flusso piroclastico di colore grigio scuro, talora giallastro, con fessurazione colonnare a diverso grado di saldatura e litificazione e con contenuto variabile di pomici grigio scure. L'età radiometrica è di circa 37000 anni. (Pleistocene sup.)

## **DEPOSITI FLUVIO – LACUSTRI DELLA VALLE CAUDINA**

Un'estesa porzione del territorio comunale di Montesarchio occupa un settore pianeggiante della nota Valle Caudina. Quest'ultima costituisce un bacino lacustre intramontano, delimitato a nord dal massiccio carbonatico del Taburno e a sud dalla catena del Partenio. La valle si presenta sub-pianeggiante e, pertanto, la ricostruzione della natura dei terreni del substrato è stata desunta attraverso l'esame di alcuni lavori scientifici, presenti in letteratura, e tramite le analisi delle stratigrafie che sono state ricostruite attraverso i sondaggi geognostici realizzati nel corso del presente studio e durante campagne di indagini svolte in passato. Nella piana, come sopra esposto, durante il quaternario, si sono sedimentati prodotti detritici accumulatisi in un ambiente lacustre o fluvio-lacustre. Si tratta per lo più di argille siltose che derivano dai processi di rideposizione dei depositi piroclastico-cinertici, provenienti dai versanti circostanti. Intercalati a questi terreni in facies fluvio-lacustre si rinvencono prodotti piroclastici in posizione primaria, la cui origine è da riferire alle fasi eruttive del sistema vulcanico Somma-Vesuvio e dei Campi Flegrei. Più in particolare, i depositi lacustri e fluvio-lacustri sono costituiti da sabbie fluviali, argille e ghiaie che costituiscono intervalli o lenti di varia estensione. Intercalati a questi terreni si rinvencono i prodotti vulcanoclastici in posizione primaria che sono costituiti da pomici (Pomici di Avellino - Lirer et alii, 1973; Scandone et alii, 1991; Cioni et alii, 1994), livelli cinertici e livelli tufacei (Ignimbrite campana s.s.) con grado di cementazione variabile. La piana, comunque, è colmata da depositi eterogenei come limi e argille di origine lacustre.

## **DETRITO DI FALDA**

Esso costituisce un'unità litostratigrafica che si rinviene esclusivamente nel settore orientale del territorio comunale, in corrispondenza della frazione di Cirignano alle falde del Monte Taburno. La copertura detritica, che raggiunge spessori anche notevoli (circa 35 mt.), si compone di pietrisco calcareo in matrice detritica limoso-sabbiosa, talora umificata, raramente cementata ed associata a materiale piroclastico rielaborato; la frazione calcarea deriva dall'azione disagregatrice, prodotta dagli agenti atmosferici sulle rocce del Monte Taburno, e si presenta in ciottoli a spigoli vivi che presentano dimensioni variabili da pochi centimetri ad alcuni metri cubi. In località Serre, alla base della formazione, si rinvencono breccie cementate. Come innanzi esposto, questi terreni si individuano in corrispondenza della frazione di Cirignano e sono ben esposti in alcuni tagli antropici, presenti in località Cortile e lungo le incisioni torrentizie a nord di Cirignano.

L'età di questi terreni è Pleistocene - Olocene.

## **DEPOSITI ELUVIO – COLLUVIALI**

Gli stessi costituiscono una coltre di ricoprimento e derivano dai prodotti dell'alterazione e degradazione dei terreni del substrato e dai materiali rielaborati da fenomeni gravitativi. In alcuni luoghi, alla base dei versanti, questi depositi si rinvencono frammisti a materiali piroclastici anch'essi colluviati dai versanti. Essi si compongono di limo sabbio-argilloso di colore brunastro e bruno-giallastro con inclusi litoidi di natura calcarea o arenacea. Sono depositi generalmente alterati e poco addensati. Si rinvencono diffusamente nei settori di versante e, precisamente, nelle aree morfologiche depresse e alla base dei versanti. La loro presenza, sui versanti in genere, è associata a frane quiescenti o inattive e ai materiali degli olistostromi, i quali si presentano fortemente alterati. Lo spessore è variabile da alcuni decimetri a diversi metri.

## **DEPOSITI PIROCLASTICI E COLLUVIALI**

Essi si rilevano nella fascia pedemontana del territorio comunale costituendo il raccordo tra i versanti ed il fondovalle. Questi depositi sono caratterizzati da materiali piroclastici colluviati dai versanti o sono depositi in posizione primaria degli stessi materiali accumulatisi a seguito delle fasi eruttive del sistema Somma-Vesuvio e dei Campi Flegrei. Inglobati ai suddetti depositi si rinvengono materiali di natura terrigena o calcarea. Tali depositi sono stati contraddistinti dai materiali eluvio-colluviali per la predominanza di materiali piroclastici e per la presenza di livelli vulcanoclastici in posizione primaria. In realtà, i due depositi nella fascia pedemontana risultano strettamente interconnessi con interdigitazioni dell'uno o dell'altro deposito. A valle, gli stessi materiali poggiano sui materiali fluvio-lacustri o sul substrato argilloso, presentando delle interdigitazioni sia con i materiali prettamente lacustri che con i depositi fluviali. Da quanto sopra esposto è evidente che i limiti stratigrafici dei tre depositi non sono ben definiti. Pertanto, i depositi colluviali e piroclastici costituiscono una fascia pedemontana di raccordo tra i materiali fluvio-lacustri della piana ed i materiali eluvio-colluviali.

## **DEPOSITI ALLUVIONALI**

In corrispondenza delle aste torrentizie si rinvengono ciottoli, limi-sabbiosi e sabbie di natura fluviale, prodotti dai processi di trasporto ad opera delle acque incanalate. I clasti sono di dimensioni variabili. I depositi alluvionali cartografati hanno un spessore massimo di qualche metro con alcune eccezioni in corrispondenza dei Torrenti Tesa e Serretelle, che raggiungono spessori fino a 10 metri.

## **DEPOSITI ALLUVIONALI ATTUALI**

Tali depositi occupano esclusivamente l'alveo attivo dei torrenti e sono costituiti da prevalenti sabbie e ghiaie.

## MORFOLOGIA DEL TERRITORIO

Il richiamato studio geologico ha indagato sulle caratteristiche litostratigrafiche e meccaniche del territorio del Comune di Montesarchio, e gli aspetti maggiormente significativi sono indicati nelle relazioni geologiche e qui sintetizzati al fine della comprensione complessiva della natura del territorio.

Secondo la cartografia dell'I.G.M. il Comune di Montesarchio ricade nel Foglio 173 "Benevento", Tavolette : III – SE e III – NE. Sulla base del nuovo taglio della cartografia I.G.M. (Carta d'Italia in scala 1 : 50.000) il comune di Montesarchio ricade nel Foglio 431 "Caserta Est" e nel Foglio 432 "Benevento".

Il territorio del comune di Montesarchio, come è visibile nella cartografia allegata, risulta ubicato ad oriente del Monte Taburno che si erge imponente ai confini del territorio comunale stesso.

Dal punto di vista morfologico, il territorio può essere suddiviso in un paesaggio prettamente di collina ed in uno prettamente di pianura.

Nel primo ricadono i rilievi collinari arenaceo – argillosi entro i quali si rinvengono di frequente blocchi calcarei di dimensioni variabili. Il più grande di questi blocchi calcarei si trova alla base dei rilievi collinari e su di esso è stato costruito il Castello Medioevale, intorno al quale si è sviluppato il tessuto urbano di Montesarchio.

Il secondo paesaggio si sviluppa su un'ampia piana che rappresenta il prodotto del riempimento di un antico bacino fluvio – lacustre, impostato su di una valle tettonica corrispondente a quella che oggi viene chiamata la Valle Caudina.

La massima quota che si rinviene nell'intero territorio comunale è di circa 710 metri s.l.m. in prossimità della Sorgente Rivullo, mentre la quota minima è di 191 metri s.l.m. e si ritrova in corrispondenza della confluenza del Rio Borretto con il Torrente Serretelle in località Tufara Valle.

## CARATTERISTICHE TECNICHE GENERALI DEI TERRENI

Lo studio geolitologico, geomorfologico, idrogeologico e geosismico del territorio di Montesarchio ha consentito di avere un quadro generale, sufficientemente valido, per definire con buona approssimazione una carta dell'utilizzazione dello stesso territorio ai fini dello sviluppo urbanistico.

A tal fine è stata redatta la Carta di Sintesi che deriva dalla sovrapposizione degli elaborati di base (carta geologica, geomorfologica, di stabilità, di microzonizzazione sismica ed idrogeologica) e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni.

Questa carta è il risultato della valutazione mediata di tutti gli elementi studiati, in sintesi, del rischio geologico del territorio comunale.

All'interno del Comune di Montesarchio sono state riconosciute quattro zone con caratteristiche geomorfologiche e sismiche simili ai fini dell'utilizzazione delle stesse. In alcune zone sono state riconosciute delle unità litotecniche differenti per le quali sono state esaminate anche alcune caratteristiche geotecniche mediamente indicative dei terreni interessati alla posa in opera delle fondazioni.

*Si precisa che i dati geotecnici di seguito riportati sono da considerarsi qualitativi e solo indicativi delle caratteristiche tecniche dei terreni affioranti; questi dati non possono, quindi, essere utilizzati nei calcoli geotecnici, ma essi devono essere verificati e confrontati con dati derivanti da analisi di laboratorio e da indagini in sito da effettuarsi in modo puntuale nelle zone di intervento.*

### ZONA 1

Ricadono in questa zona le aree di affioramento dei materiali fluvio-lacustri della Valle Caudina. Si tratta di una zona in cui la situazione lito-stratigrafica presenta un quadro leggermente problematico, tuttavia con l'applicazione di opportuni accorgimenti e/o introducendo qualche eventuale limitazione d'uso la stessa può essere ricondotta ad un utilizzo normalmente soddisfacente. Le condizioni geomorfologiche sono tali da non limitare l'eventuale sviluppo urbanistico. Le condizioni stratigrafiche e idrogeologiche (falda sub-affiorante) determinano un incremento sismico tale da far ricadere la zona in una categoria di suoli di fondazioni di tipo C e limitatamente di tipo D ed S2. Pertanto, si rimanda, per la definizione delle condizioni geosismiche locali ad indagini mirate e puntuali da effettuarsi preventivamente agli interventi da realizzare.

Per quanto riguarda l'utilizzo geomeccanico dei terreni non si pongono forti limitazioni di fattibilità. La tipologia delle strutture di fondazione va definita sulla base delle indagini integrative e dei carichi di esercizio.

I materiali fluvio-lacustri si presentano come terreni sciolti che sotto un criterio più propriamente geotecnico possono essere definiti come: limi argillosi, sabbie con argilla e limo, sabbia con limo debolmente ghiaiosa, ecc. Quindi, sotto il profilo granulometrico si passa da livelli a grana finissima o grossolana a livelli con assortimento granulometrico fortemente variabile.

### ZONA 2

In questa zona ricadono le aree nelle quali sono state rilevate puntuali o ridotte condizioni limitative alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni, per superare le quali si rende necessario realizzare approfondimenti di carattere geotecnico, idrogeologico e sismico.

Sono comprese in questa zona quelle aree caratterizzate da una struttura geologica favorevole alla realizzazione e allo sviluppo del tessuto urbanistico con la necessità di soluzioni progettuali finalizzate all'identificazione, caso per caso, delle condizioni specifiche di esercizio e della tipologia delle strutture di fondazione o di contenimento.

In queste aree viene, quindi, identificata una situazione discreta al fine di un potenziale sviluppo, anche diversificato, in ambito

urbanistico - edificatorio.

Queste aree presentano un'acclività fino a 15° e possono essere interessate da fenomeni gravitativi ed erosivi di modesta entità. In tale zona ricadono sia le formazioni geologiche del substrato che alcuni materiali delle coperture. In particolare, le formazioni geologiche rilevate sono state raggruppate nelle seguenti unità litotecniche principali:

unità di copertura;

unità del substrato.

### **Unità di copertura**

I materiali di copertura, che ricadono in tale zona, sono stati suddivisi in tre classi litotecniche in base alle loro caratteristiche granulometriche. Quindi, essi vengono distinti in:

- materiali granulari sciolti a prevalenza ciottolosa;
- materiali granulari sciolti a prevalenza limo-sabbiosa;
- materiali sciolti a prevalenza argillosa.

### **Materiali granulari sciolti a prevalenza ciottolosa**

Essi possono essere di origine alluvionale o derivare dal degrado esogeno dei litotipi calcarei. Nel territorio comunale questi materiali costituiscono la parte di fondovalle più prossima ai corsi d'acqua e la zona di versante in corrispondenza della Frazione Cirignano. I materiali si presentano sciolti con clasti che possono essere arrotondati e soggetti a notevoli variazioni granulometriche sia in senso laterale che verticale (alluvioni) o possono essere spigolosi (detriti di versante) con livelli di argilla o materiali piroclastici.

I cedimenti sono in genere molto modesti e sono caratterizzati quasi esclusivamente da cedimenti di tipo primario.

### **Materiali granulari sciolti a prevalenza limo-sabbiosa**

Questi materiali comprendono i depositi colluviali e piroclastici della fascia pedemontana. Si presentano come terreni sciolti con continue variazioni laterali e verticali delle caratteristiche granulometriche. Sotto un criterio propriamente geotecnico possono essere definiti come materiali limi sabbio-argillosi con inclusi ghiaiosi.

### **Materiali sciolti a prevalenza argillosa**

Derivano dall'accumulo (in posto o sui versanti) dei prodotti della degradazione esogena del substrato. Nel territorio comunale, essi costituiscono le coperture dei versanti in corrispondenza delle incisioni e/o depressioni morfologiche.

I materiali hanno una granulometria fine. Si tratta di limi e sabbie con un'abbondante frazione argillosa e con inclusi lapidei eterometrici di natura prevalentemente calcarea ed arenacea.

Lo spessore di tale copertura varia in modo molto sensibile verticalmente ed orizzontalmente anche per punti prossimi e raggiunge spessori stimati fino a qualche metro nelle zone più depresse o negli impluvi.

Le caratteristiche meccaniche dei terreni colluviali vengono fortemente influenzate dalla presenza di lenti argillose anche di spessore millimetrico.

### **Unità del substrato**

In relazione alle caratteristiche litotecniche, le formazioni del substrato, in linea di massima, possono essere suddivise nei seguenti materiali:

materiali coesivi sovraconsolidati;

materiali litoidi del substrato.

### **Materiali coesivi sovraconsolidati**

Ricoprono gran parte della porzione orientale del territorio comunale e sono costituiti essenzialmente da argille sovraconsolidate e da limi e sabbie debolmente cementate. Le caratteristiche geomeccaniche di questi litotipi sono fortemente condizionati da due fattori correlati tra di loro. Il primo è il rapporto tra la componente argillosa e quella limoso-sabbioso. Il secondo, e più importante, è l'alterazione che questi litotipi subiscono a contatto con gli agenti atmosferici. Tanto più è alta la componente argillosa tanto più si hanno decadimenti delle caratteristiche fisico meccaniche con notevole plasticizzazione della parte più superficiale. Per la parte inalterata ed in posto, che si può rinvenire anche a 4-5 metri di profondità, i valori sono sempre abbastanza elevati, in quanto si tratta di terreni sovraconsolidati.

### **Materiali litoidi del substrato**

Dati i rapporti stratigrafici e tettonici dei suddetti materiali, nella carta di sintesi non sono stati cartografati i rispettivi areali di affioramento. In pratica, si è in presenza (alla scala del rilievo) di ammassi rocciosi estremamente eterogenei.

### **Materiali lapidei**

Sono presenti nel territorio comunale come blocchi calcarei eterometrici ed interessano aree ristrette con andamento morfologico aspro. I litotipi presentano una fratturazione accentuata legata essenzialmente al tipico comportamento rigido dei calcari. Ottimo appare il grado di cementazione. Le anisotropie laterali presenti sono dovute alla presenza di litoclasti tettoniche o a variazioni singenetiche.

### **Materiale lapideo alternato a materiale coesivo**

In tali materiali vengono raggruppati i litotipi delle Argille Varicolori s.s. e del Flysch Rosso. Essi si rilevano nella porzione occidentale del territorio comunale ed in diversi affioramenti dell'area collinare. Tali materiali sono costituiti da argille, marne e calcari-marnosi in giacitura caotica. Dal punto di vista geotecnico, si tratta, nel complesso, di terreni coesivi sovraconsolidati, litologicamente e meccanicamente disomogenei, per i quali risulta difficile valutare le caratteristiche fisico-meccaniche d'insieme dell'ammasso roccioso. Infatti, tali materiali sono fortemente condizionati dalla frequenza e dallo spessore delle intercalazioni lapidee (rispetto al materiale argilloso), dalle caratteristiche meccaniche della componente argillosa e dal grado di tettonizzazione delle stesse. Pertanto, per la caratterizzazione geotecnica di questi materiali, si rimanda ad indagini mirate e puntuali da effettuarsi preventivamente agli interventi da realizzare.

### **Materiali granulari cementati o addensati**

Questi materiali corrispondono ai litotipi arenacei della formazione di Castelvetero e si rilevano in maniera estesa nella parte collinare del territorio comunale. Essi sono rappresentati da intercalazioni di arenarie (in strati o massive) di siltiti e di argille, le quali si presentano sciolte o debolmente cementate in superficie fino alla profondità di 4-5 metri. In profondità, tali materiali presentano un buon grado di cementazione ed, in generale, sono fortemente fratturati e/o tettonizzati.

### ZONA - 3

Questa zona comprende le aree nelle quali sono state rilevate ridotte condizioni di instabilità. Sono aree da mediamente acclive a molto acclive ed ubicate in prossimità delle aree a rischio geologico.

L'utilizzo di questa zona è, pertanto, subordinato alla realizzazione di supplementi d'indagine per acquisire una maggiore conoscenza geologico-tecnica dell'area e del suo intorno, mediante campagne geognostiche, prove in sito o di laboratorio, nonché mediante studi tematici specifici di varia natura (idrogeologici, geomorfologici, ecc.). Ciò consentirà di precisare le idonee destinazioni d'uso, le volumetrie ammissibili, le tipologie costruttive più opportune, nonché le opere di sistemazione ed eventualmente di bonifica. Quindi, il loro utilizzo, anche per strutture di limitata importanza, deve tenere conto dei caratteri fisiografici e dell'incidenza geologica.

Per i terreni compresi in questa zona è ipotizzabile un'edificazione di basso impatto geologico; in genere, l'acclività dei terreni richiede la scelta di edificazioni più aderenti al profilo stesso del pendio con la minimizzazione degli scavi al fine di non alterare le condizioni statiche del pendio stesso.

### ZONA - 4

Tale zona comprende le aree nelle quali si sono riscontrate consistenti limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni per entità e natura dei rischi geologici individuati.

Appartengono a questa zona le aree interessate da fenomeni franosi attivi o quiescenti, le aree di conoide, le scarpate in arretramento, i terrazzi fluviali attivi, creep ed altri fenomeni gravitativi.

Si dovrà, pertanto, escludere detta zona da eventuali espansioni urbanistiche in mancanza di idonee opere di sistemazione idrogeologica per la messa in sicurezza dei siti. Cautelativamente, quindi, visto che eventuali interventi antropici, legati alla modifica dei terreni, possono generare dissesti anche agli immobili confinanti, si dovrà procedere in questa zona con prudenza e cautela, eseguendo tutto quanto risulti necessario per delineare un modello geotecnico del sottosuolo il più aderente alla realtà.

Per eventuali interventi sull'edificato già esistente dovranno essere fornite tutte le indicazioni per la progettazione di opere di difesa e per la sistemazione idrogeologica al fine di scongiurare eventuali effetti negativi sull'edificato stesso. Potranno essere, inoltre, predisposti idonei sistemi di monitoraggio geologico che permettano di tenere sotto controllo l'evoluzione dei fenomeni in atto o indotti dall'urbanizzato.

\*\* - I terreni sopra descritti sono quelli direttamente interessati, o limitrofi, alle zone di urbanizzazione previste dal PUC. In altre zone, non direttamente interessate dalle opere previste nel piano, vanno eseguite indagini puntuali per le singole opere.

## **INQUADRAMENTO IDROGRAFICO ED IDROGEOLOGICO**

Lo studio idrologico è stato finalizzato alla conoscenza della distribuzione delle risorse idriche del territorio comunale ed alla loro salvaguardia.

Nell'elaborato (Tav. G7 dello studio geologico) relativo alla Carta Idrogeologica è stato portato in evidenza il reticolo idrografico principale e minore dei corsi d'acqua e gli spartiacque superficiali.

## **IDROGRAFIA**

La rete idrografica del territorio comunale è tributaria per intero del Fiume Volturno, tramite il Fiume Isclero ed il Torrente Serretelle. Il primo riceve le acque dei torrenti occidentali ed, in particolare, procedendo da ovest verso est, i seguenti Torrenti: Varco, Tesa e Pontecane. Il secondo, tributario di destra del Fiume Calore, riceve le acque del Torrente Tora e dei valloni ubicati nella zona collinare a monte dell'abitato di Tufara Valle. Dalla ricostruzione dell'andamento delle linee di impluvi, i bacini idrografici risultano stretti ed allungati con aste drenanti sub parallele e con un grado di gerarchizzazione piuttosto basso. Infatti, tali torrenti non superano il quarto ordine. I corsi d'acqua hanno un regime essenzialmente torrentizio con portate di piena che si registrano in occasione di eventi pluviometrici eccezionali che, per i nostri climi, corrispondono ai due massimi di novembre e di marzo. Il rilevamento geologico, eseguito direttamente sul terreno, ha messo in luce l'esistenza di faglie che seguono prevalentemente le direzioni NO-SE (direzione appenninica) e NE-SE (direzione antiappenninica). L'ubicazione delle stesse faglie è la sede anche di alcuni corsi d'acqua e, quindi, analogamente orientati. Il controllo strutturale sulla rete idrografica si rileva in particolar modo per il Torrente Varco, per i tributari di monte del Torrente Tesa e per il Torrente Tora.

Il reticolo idrografico del territorio comunale si suddivide in tre grandi bacini torrentizi (Tesa, Pontecane e Tora) ed in tre bacini minori che si rinvengono nelle propaggini occidentali ed orientali del territorio comunale.

## **BACINO DEL TORRENTE TESA**

Il bacino del Torrente Tesa si estende con una superficie complessiva di 11,4 kmq, di cui 8,3 kmq ricadono sul territorio comunale di Montesarchio e 3.1 kmq sui territori dei comuni di Bonea e di Tocco Caudio. Esso risulta il più esteso bacino torrentizio e drena le acque del versante est del Monte Taburno e delle colline a NO dell'abitato di Montesarchio.

Il Torrente Tesa si genera a quota 312 mt. dalla confluenza dei Torrenti Rivullo e Paduli, i cui sottobacini idrografici si estendono rispettivamente per 4,1 e 3,25 Km<sup>2</sup>. Il Torrente Rivullo trae le sue origini dall'omonima sorgente posta a quota 660 mt. ed il suo bacino idrografico si sviluppa (da quota 312 mt.) con una forma stretta ed allungata in direzione SE-NO, fino alla vetta del Monte Taburno (quota 1394 mt.). Il Torrente Paduli, con una forma semicircolare, si estende dalla confluenza con il Torrente Tesa fino allo spartiacque morfologico con il bacino del Torrente Ienga, costituito da una dorsale collinare. I Torrenti Rivullo e Paduli sono caratterizzati da bacini idrografici asimmetrici a causa della natura dei litotipi affioranti. Infatti, la linea di impluvio dei due torrenti costituisce il limite dei materiali detritici ed i versanti sinistro e destro rispettivamente dei Torrenti Rivullo e Paduli sono costituiti dai predetti materiali. In prossimità dei torrenti, tali materiali formano una scarpata più o meno subverticale in arretramento. Viceversa, per i versanti destro e sinistro rispettivamente dei Torrenti Rivullo e Paduli si rilevano materiali terrigeni miocenici con evidenti e diffusi fenomeni gravitativi che in diversi tratti tendono a deviare l'asta fluviale verso i materiali detritici della sponda opposta con conseguente destabilizzazione degli stessi. Lungo l'asta fluviale del Torrente Paduli si rilevano diversi lembi di terrazzi torrentizi ormai inattivi.

Il Torrente Tesa si sviluppa completamente nella zona di piana con un decorso da nord verso sud per il tratto di monte e, successivamente, da quota 290 mt. con un decorso est-ovest. Le stratigrafie della zona ed i terrazzi fluviali evidenziano che il

torrente ha cambiato diverse volte il suo corso naturale. I terrazzi fluviali, che si rilevano, sono di tipo quiescente con una maggiore possibilità di attivazione per quelli posti più a valle.

### **BACINO DEL TORRENTE PONTECANE**

Questo torrente drena le acque delle colline immediatamente ad est del centro abitato. Il bacino del Torrente Pontecane si sviluppa con una forma regolare ed allungata in direzione NE-SO, dallo spartiacque morfologico di Colle Monaca (595 mt.) fino al confine del Comune di Cervinara per immettersi in tale territorio nel Torrente Carmignano. La superficie del bacino imbrifero è di circa 5,7 Km<sup>2</sup>, mentre l'asta fluviale presenta una lunghezza di circa 4,7 Km. Il Torrente Pontecane presenta un grado di gerarchizzazione molto basso e non supera il terzo ordine fluviale. I sottobacini principali (Torrenti Pisciarriello e Badia) si presentano di primo ordine fluviale. In generale, si osservano dei sottobacini di primo ordine (paralleli nel settore collinare) che si raccordano nella zona della piana. Nel settore collinare l'asta fluviale è fortemente influenzata dai movimenti gravitativi e, talvolta, con adattamento della stessa asta ai movimenti gravitativi. Nella zona della piana, sull'intero percorso del torrente compreso il sottobacino del Torrente Badia, si rilevano dei terrazzi fluviale quiescenti che, in alcuni tratti, date le condizioni della sezione fluviale, possono riattivarsi anche in presenza di eventi meteorologici non particolarmente intensi.

### **BACINO DEL TORRENTE TORA**

Il bacino del Torrente Tora si genera su una dorsale collinare con massimi topografici in corrispondenza delle cime di Colle Monaca e Monte Mauro (667 mt). Il bacino del Torrente Tora ha una forma allungata in direzione N-S con adattamento della rete idrografica alla struttura. Nel bacino si rileva un sistema di faglie (con andamento di tipo appenninico) che nel tratto montano dà origine a due valli susseguenti con direzione di tipo appenninico (Vallone Cave e Vallone degli Zingari). Alla confluenza dei due valloni suddetti, il torrente continua la sua corsa verso valle su una direttrice di tipo tettonica. Si rilevano, inoltre, altri rami fluviali, di ordine inferiore, impostati anch'essi su direttrici tettoniche. Il bacino imbrifero, sotteso dal Torrente Tora, è formato da una superficie di 6,44 Km<sup>2</sup> e la sua asta fluviale ha una lunghezza complessiva di circa 5,48 Km in direzione NO-SE. Il bacino presenta una larghezza uniforme eccetto per il primo inferiore ove si rileva una maggiore larghezza (~ 2 Km). L'asta fluviale del Torrente Tora, che si genera a quota 270 metri dalla confluenza dei Valloni Cave e degli Zingari, attraversa il bacino in posizione molto spostata verso lo spartiacque sinistro rispetto alla posizione assiale. Ciò comporta che il profilo del versante sinistro assume pendenze maggiori rispetto a quelle del versante destro. Tale diversa pendenza dei due versanti influisce, a parità di condizioni litologiche, sulla gerarchizzazione del reticolo idrografico e sulla stabilità dei versanti. La morfologia del bacino è aspra ed articolata solo nel settore nord-orientale, occupato dagli olistoliti calcarei, e va gradualmente addolcendosi verso sud dove gli affioramenti risultano meno resistenti all'erosione. La rete idrografica presenta una buona densità di drenaggio (fittezza) e una buona frequenza areale. Si individua un numero d'ordine pari a 4 del sistema fluviale per il tratto medio-vallivo del torrente e un numero d'ordine pari a 3 per entrambi i valloni di monte. Il bacino è caratterizzato da un tratto tipicamente montano, composto dai due affluenti: Vallone Cave e Vallone degli Zingari, con sezioni fluviali strette e profonde. Le scarpate, in precario equilibrio, si presentano da verticali a subverticali. L'alveo dei due affluenti, caratterizzato da pendenze dell'ordine dell'11-16%, mostra un'evidente erosione progressiva del letto. Da quota 270 mt. s.l.m., area di confluenza dei due segmenti di terzo ordine, il Torrente Tora presenta, gradualmente, le caratteristiche di un tratto medio-vallivo unicamente per le pendenze. Infatti, l'andamento di tipo meandriforme del torrente è dovuto all'azione dei movimenti di massa, rilevabili sui due versanti, che deviano il torrente a più altezze.

## BACINI IDROGRAFICI MINORI

Il Rio Borretta, con un bacino imbrifero di ~ 0.9 Km<sup>2</sup>, drena la parte più ad est del territorio comunale e costituisce, per un tratto, il limite fisico con il territorio di Apollosa. Tale vallone, affluente di sinistra del Torrente Serretelle, è a carattere prettamente torrentizio e presenta una forte incisione fluviale. Alla confluenza con il Torrente Serretelle si genera una piccola conoide che periodicamente può essere riattivata dal torrente stesso. Il Torrente Serretelle, confine est con il Comune di Roccabascerana, influenza il territorio comunale con un terrazzo fluviale di tipo quiescente. Tale terrazzo, ubicato in sinistra orografica del torrente, può essere oggetto di fenomeni esondativi delle aree prossime al torrente stesso. Proseguendo verso ovest, immediatamente a monte dell'abitato di Tufara Valle, si rileva un piccolo vallone con un bacino imbrifero di ~ 0.6 Km<sup>2</sup>. Tale vallone è impostato su due direttrici tettoniche. Infatti, il primo tratto a monte, segue una direttrice di tipo appenninica e il tratto a valle, da quota 250 mt. s.l.m., è impostato su una direttrice di tipo antiappenninica. L'alveo presenta fenomeni di erosione progressiva e si mostra incassato con sponde subverticali. I versanti, fortemente asimmetrici, presentano pendenze maggiori del 25% e sono sede di evidenti fenomeni gravitativi sia attivi che quiescenti. Attualmente il versante destro del vallone risulta fortemente modificato dalle attività antropiche, tali da compromettere in futuro, unitamente ai fenomeni gravitativi, il decorso naturale del vallone stesso. In ultimo, fra i bacini minori, è da annoverare il bacino del Torrente Varco, ubicato nella propaggine ovest del territorio comunale. Il Torrente Varco, con un'asta fluviale di primo ordine, drena le acque del versante est del Monte Taburno. Esso nasce nel territorio del Comune di Bonea ed attraversa il territorio del Comune di Montesarchio da quota 338 mt. a quota 291 mt. s.l.m., divenendo successivamente il limite fra i due comuni da quest'ultima quota fino a quota 279 mt. s.l.m., per immettersi, infine, nel territorio comunale di Bonea. La porzione di torrente, che attraversa il Comune di Montesarchio, presenta l'alveo fortemente manomesso dalle opere antropiche tali da compromettere la dinamica fluviale. Tale torrente, inoltre, allo sbocco con la piana, in passato ha dato origine a fenomeni esondativi che non hanno modificato la direzione del corso d'acqua. Infatti, lo stesso torrente è impostato anch'esso su due direttrici tettoniche. Ad ogni modo, questo torrente necessita di studi particolareggiati per definire il livello di rischio.

## IDROGEOLOGIA

L'indagine idrogeologica del territorio comunale, inquadrata nel contesto regionale, ha consentito di definire i complessi idrogeologici presenti, ed è stata effettuata avvalendosi di una serie di stratigrafie che forniscono un quadro reale dell'assetto idrogeologico dell'area in oggetto. In base alle caratteristiche litologiche e sedimentologiche dei terreni e al risultato del censimento dei pozzi, è stato possibile individuare sette complessi idrogeologici, tali complessi sono più dettagliatamente descritti nella relazione allegata allo studio geologico.

- Complesso Carbonatico
- Complesso Arenaceo – Argilloso - Calcareo
- Complesso Argilloso - Sabbioso
- Complesso Fluvio - Lacustre
- Complesso Detritico
- Complesso Alluvionale
- Complesso Piroclastico Colluviale

## VERIFICHE

### CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

#### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

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

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

##### **D.M. 9 Gennaio 1996**

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

##### **D.M. 16 Gennaio 1996**

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

##### **D.M. 16 Gennaio 1996**

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

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

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

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

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

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

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

##### **Norme tecniche per le Costruzioni**

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

##### **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

##### **Eurocodice 8**

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

## CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

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

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

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

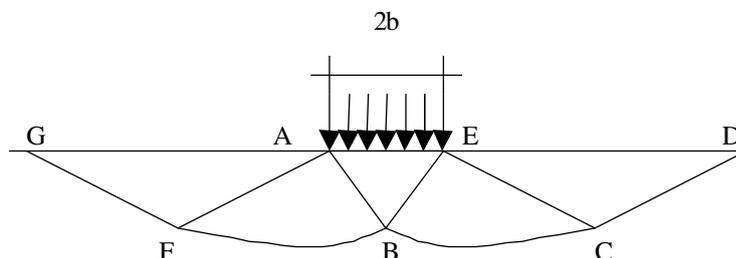
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$ 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

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

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

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

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



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

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

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

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

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0, \varphi \neq 0$ ) 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:

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

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

### Metodo di Terzaghi (1955)

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

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati  $AB$  ed  $EB$  del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  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  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  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:

$$tg \varphi_{rid} = 2/3 \times tg \varphi \quad e \quad c_{rid} = 2/3 \times c$$

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:

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

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

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

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

### Formula di Meyerhof (1963)

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

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da *Meyerhof* ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

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

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

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

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

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

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

fattore di forma:

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

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

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 :

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

$\theta$  = Inclinazione della risultante sulla verticale.

### Formola di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formola 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 formola 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:

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

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

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

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

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

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  $N_\gamma$  come sotto riportato:

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

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

### Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

$i_c$  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

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

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

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

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

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

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

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

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

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

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

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

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

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

## VERIFICA A SLITTAMENTO

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

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

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

## CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da Stagg e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

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

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri  $c$  e  $\tilde{\phi}$

## FATTORI CORRETTIVI SISMICI

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

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

dove  $k_h = \frac{S \cdot a_a}{g}$  è il coefficiente sismico orizzontale.

## CEDIMENTI ELASTICI

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

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

dove:

$q_0$  = Intensità della pressione di contatto

$B'$  = Minima dimensione dell'area reagente,

$E$  e  $\mu$  = Parametri elastici del terreno.

$I_i$  = Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , 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:

- il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- 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  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

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

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

dove:

$RR$  Rapporto di ricompressione;

$CR$  Rapporto di compressione;

$H_0$  spessore iniziale dello strato;

$\sigma'_{v0}$  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;

$C_\alpha$  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:

$\Delta q$  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  $\sigma'_{vi}$  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;

$\Delta z_i$  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;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_c$  = indice di compressibilità;

$f_S, f_H, f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

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

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

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

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

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S, f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

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

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

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

Con

$t$  = tempo in anni  $> 3$ ;

$R_3$  = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

$R$  = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

**SONDAGGI****SONDAGGIO – S.1 – ZONA C.3****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,0	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
2,5	1731,0	1790,0	29,9	29,9	0,43	0,43	0,0	85,0	92,0	0,0	0,0	0,0
5,3	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale 10000,0 Kg/m<sup>2</sup>

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

Pressione normale 0,0 Kg/m<sup>2</sup>

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc 0,9  
Zq 0,76  
Zg 0,76

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq 18,19  
Fattore Nc 29,9  
Fattore Ng 14,83

Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

---



---

Pressione limite	20,78 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>6,93 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---



---

Fattore Nq	22,19
Fattore Nc	36,86
Fattore Ng	19,48
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

---



---

Pressione limite	18,72 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>6,24 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---



---

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	15,41
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,58
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,29
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,29

---



---

Pressione limite	24,36 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>8,12 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

---



---

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	22,07
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

---



---

Pressione limite	16,51 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>5,5 Kg/cm<sup>2</sup></b>

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

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	19,77
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	22,17 Kg/cm <sup>2</sup>
Rd >= Vd	Verificato

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	7,49 Kg/cm <sup>3</sup>
---	-------------------------

#### CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
Cedimento al centro della fondazione	9,12 mm
Cedimento al bordo	3,39 mm

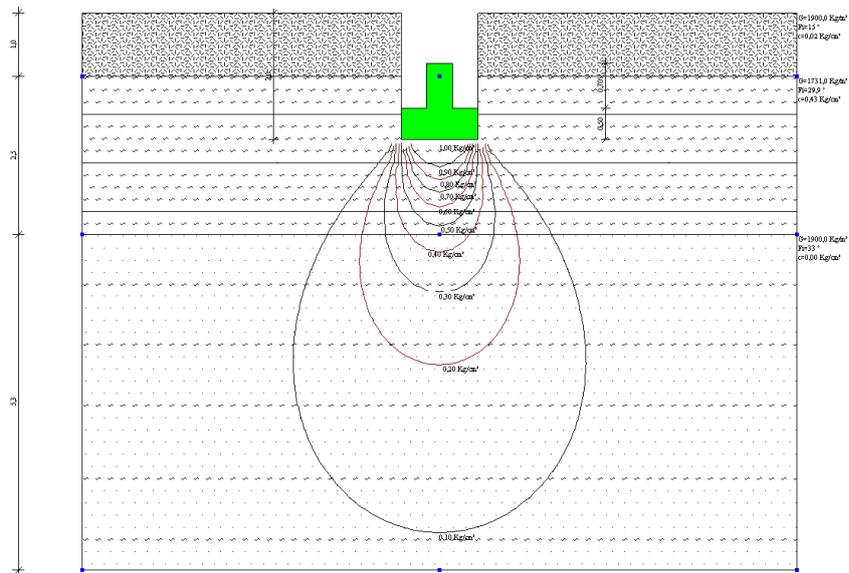
#### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,75	0,493	0,471	Edometrico	1,053	0,0	1,053
3	6,15			Schmertmann	0,134	0,054	0,188

**Cedimento totale Wt=1,241 cm**



**SONDAGGIO – S.3 – ZONA C.3****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,8	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
2,2	1504,0	1705,0	33,4	33,4	0,1	0,1	0,0	85,0	92,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1600,0	1750,0	33,0	33	0,1	0,1	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1800,0	1900,0	28,0	28	0,0	0,0	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale	10000,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	---------------------------

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

Pressione normale	0,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	-----------------------

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,8
Zg	0,8

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	27,38
Fattore Nc	40,0
Fattore Ng	26,09
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41

Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,08
Fattore Dq	1,27
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	11,4 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,8 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	33,87
Fattore Nc	49,85
Fattore Ng	33,92
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	11,0 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,67 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	27,38
Fattore Nc	40,0
Fattore Ng	28,05
Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	1,62
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,31
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,31

Pressione limite	13,55 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>4,52 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	27,38
Fattore Nc	40,0
Fattore Ng	37,42
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,08

Pressione limite	12,17 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>4,06 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

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


---



---

Fattore Nq	27,38
Fattore Nc	40,0
Fattore Ng	34,78
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,27
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

---



---

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	12,32	Kg/cm <sup>2</sup>
Rd>=Vd	Verificato	

---



---

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**


---



---

k	4,4 Kg/cm <sup>3</sup>
---	------------------------

---



---

**CEDIMENTI ELASTICI**


---



---

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

---



---

Cedimento al centro della fondazione	9,12	mm
Cedimento al bordo	3,39	mm

---



---

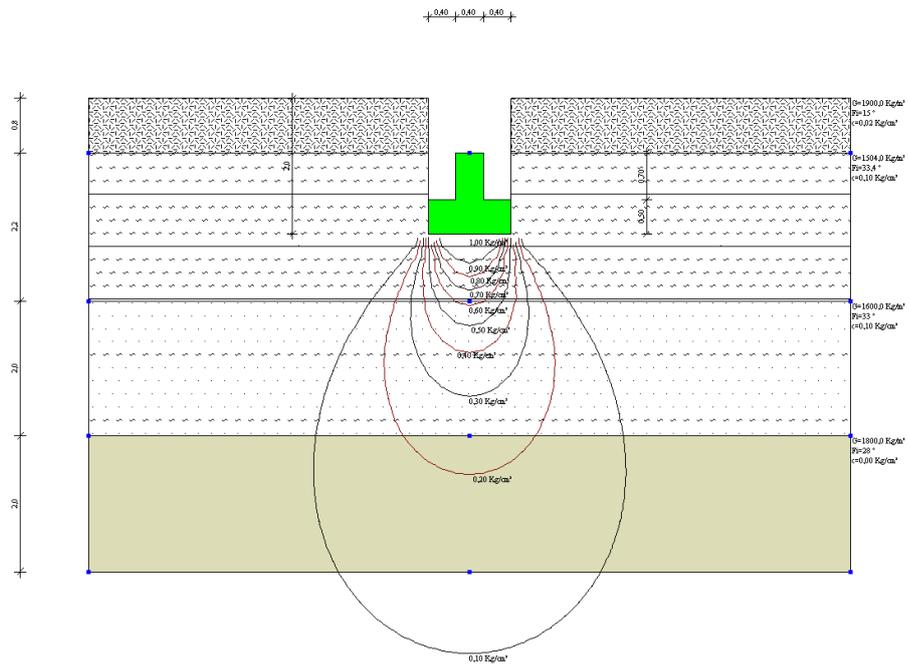
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,5	0,408	0,581	Edometrico	0,951	0,0	0,951
3	4			Schmertmann	0,488	0,195	0,683
4	6			Schmertmann	0,139	0,056	0,195

**Cedimento totale Wt=1,829 cm**



**SONDAGGIO – S.4 – ZONA C.3****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,6	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
2,4	1504,0	1705,0	33,4	33,4	0,1	0,1	0,0	85,0	92,0	0,0	0,0	0,0
2,8	1522,0	1709,0	35,0	35	0,257	0,257	0,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1,2	1400,0	1600,0	12,0	12	0,02	0,02	0,0	20,0	0,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale	10000,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	---------------------------

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

Pressione normale	0,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	-----------------------

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,8
Zg	0,8

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	27,38
Fattore Nc	40,0
Fattore Ng	26,09
Fattore Sc	1,0

Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,08
Fattore Dq	1,27
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	11,4 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,8 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	33,87
Fattore Nc	49,85
Fattore Ng	33,92
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	11,0 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,67 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	27,38
Fattore Nc	40,0
Fattore Ng	28,05
Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	1,62
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,31
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,31

Pressione limite	13,55 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>4,52 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	27,38
Fattore Nc	40,0
Fattore Ng	37,42
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,08

Pressione limite	12,17 Kg/cm <sup>2</sup>
------------------	--------------------------

**Pressione ammissibile** **4,06 Kg/cm<sup>2</sup>**

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

Fattore Nq	27,38
Fattore Nc	40,0
Fattore Ng	34,78
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,27
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	12,32 Kg/cm <sup>2</sup>
Rd >= Vd	Verificato

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**

**k** **4,4 Kg/cm<sup>3</sup>**

**CEDIMENTI ELASTICI**

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
Cedimento al centro della fondazione	9,12 mm
Cedimento al bordo	3,39 mm

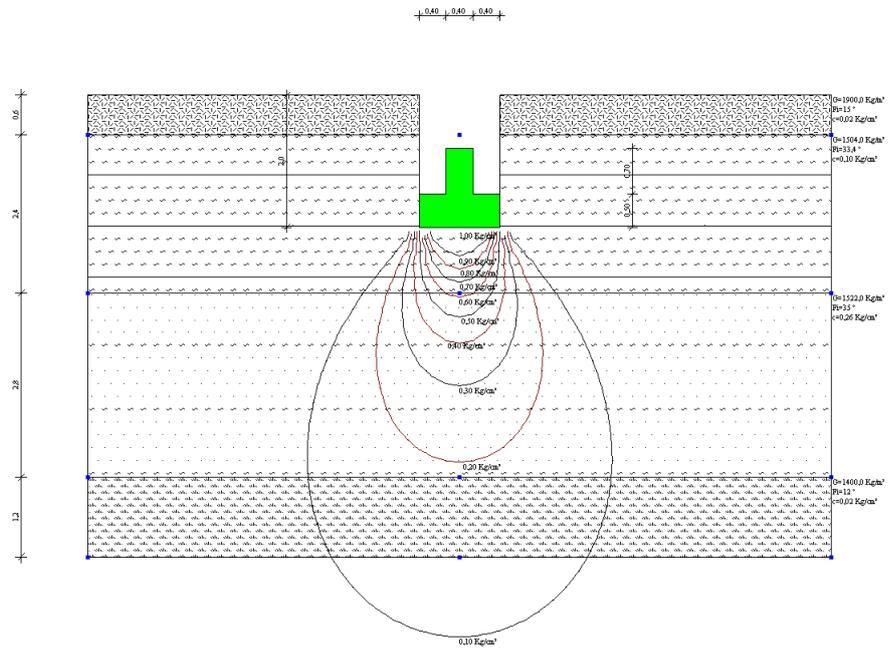
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,5	0,4	0,588	Edometrico	0,97	0,0	0,97
3	4,4			Schmertmann	0,601	0,24	0,842
4	6,4			Schmertmann	0,215	0,086	0,301

**Cedimento totale Wt=2,112 cm**



**SONDAGGIO – S.5 – ZONA C.1****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,6	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
2,2	1731,0	1790,0	29,9	29,9	0,04	0,04	0,0	85,0	92,0	0,0	0,0	0,0
0,8	1400,0	1600,0	12,0	12	0,01	0,01	0,0	20,0	30,0	0,0	0,0	0,0
2,2	1504,0	1705,0	33,4	33,4	0,1	0,1	0,0	63,0	70,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale	10000,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	---------------------------

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

Pressione normale	0,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	-----------------------

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,76
Zg	0,76

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	14,83
Fattore Sc	1,0

Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	5,96 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,99 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	22,19
Fattore Nc	36,86
Fattore Ng	19,48
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	5,78 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,93 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	15,41
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,58
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,29
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,29

Pressione limite	6,63 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,21 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	22,07
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

Pressione limite	6,5 Kg/cm <sup>2</sup>
------------------	------------------------

**Pressione ammissibile** **2,17 Kg/cm<sup>2</sup>**

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

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	19,77
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	6,41 Kg/cm <sup>2</sup>
Rd >= Vd	Verificato

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**

k	2,31 Kg/cm <sup>3</sup>
---	-------------------------

**CEDIMENTI ELASTICI**

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

Cedimento al centro della fondazione	9,12 mm
Cedimento al bordo	3,39 mm

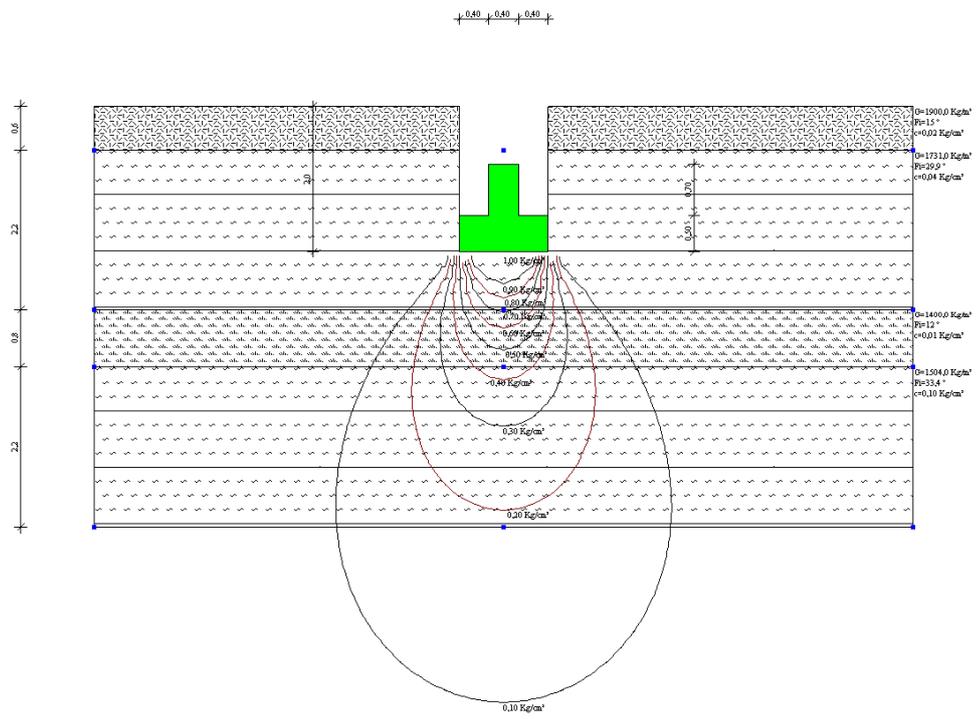
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,4	0,426	0,592	Edometrico	0,77	0,0	0,77
3	3,2	0,551	0,353	Edometrico	1,193	0,0	1,193
4	4,7	0,772	0,173	Edometrico	0,598	0,0	0,598

**Cedimento totale Wt=2,561 cm**



**SONDAGGIO – S.6 – ZONA B.3****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,6	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
2,2	1731,0	1790,0	29,9	29,9	0,04	0,04	0,0	85,0	92,0	0,0	0,0	0,0
0,8	1400,0	1600,0	12,0	12	0,01	0,01	0,0	20,0	30,0	0,0	0,0	0,0
2,2	1504,0	1705,0	33,4	33,4	0,1	0,1	0,0	63,0	70,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale	10000,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	---------------------------

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

Pressione normale	0,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	-----------------------

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,76
Zg	0,76

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	14,83
Fattore Sc	1,0

Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	5,96 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,99 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	22,19
Fattore Nc	36,86
Fattore Ng	19,48
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	5,78 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,93 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	15,41
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,58
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,29
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,29

Pressione limite	6,63 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,21 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	22,07
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

Pressione limite	6,5 Kg/cm <sup>2</sup>
------------------	------------------------

**Pressione ammissibile** **2,17 Kg/cm<sup>2</sup>**

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

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	19,77
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	6,41 Kg/cm <sup>2</sup>
Rd >= Vd	Verificato

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**

k	2,31 Kg/cm <sup>3</sup>
---	-------------------------

**CEDIMENTI ELASTICI**

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

Cedimento al centro della fondazione	9,12 mm
Cedimento al bordo	3,39 mm

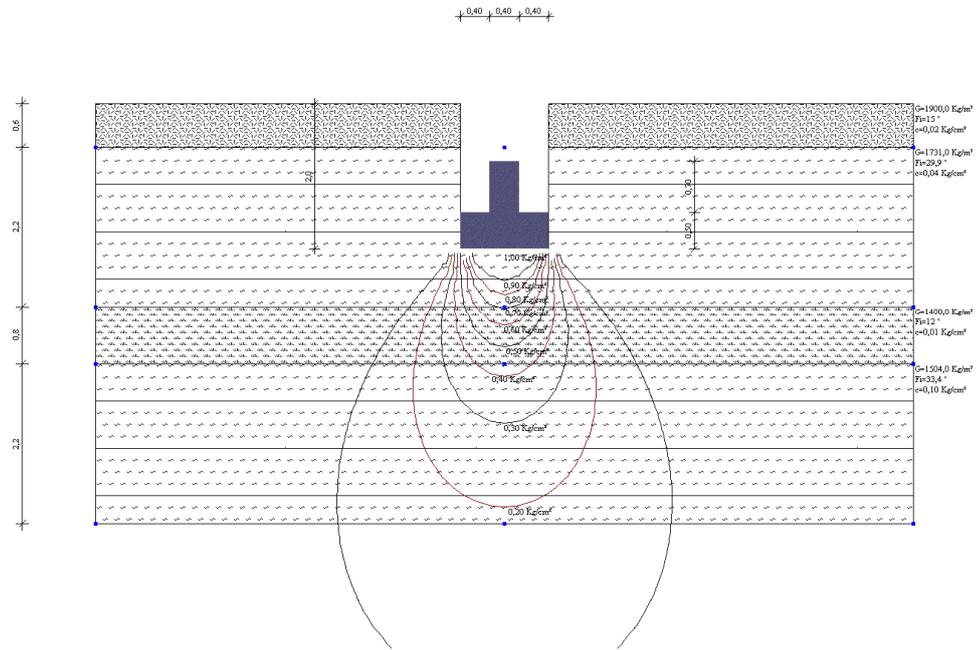
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,4	0,426	0,592	Edometrico	0,77	0,0	0,77
3	3,2	0,551	0,353	Edometrico	1,193	0,0	1,193
4	4,7	0,772	0,173	Edometrico	0,598	0,0	0,598

**Cedimento totale Wt=2,561 cm**



**SONDAGGIO – S.7 – ZONA C.1****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,0	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
1,5	1731,0	1790,0	29,9	29,9	0,043	0,043	0,0	92,0	100,0	0,0	0,0	0,0
0,5	2000,0	2200,0	22,0	22	0,1	0,1	0,0	40,0	50,0	0,0	0,0	0,0
3,0	1480,0	1585,0	32,0	32	0,04	0,04	0,0	80,0	90,0	0,0	0,0	0,0
1,3	2000,0	2200,0	22,0	22	0,1	0,1	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale 10000,0 Kg/m<sup>2</sup>

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

Pressione normale 0,0 Kg/m<sup>2</sup>

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,76
Zg	0,76

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	14,83

Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	6,07 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,02 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	22,19
Fattore Nc	36,86
Fattore Ng	19,48
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	5,88 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,96 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	15,41
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,58
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,29
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,29

Pressione limite	6,77 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,26 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	22,07
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

Pressione limite	6,61 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,2 Kg/cm<sup>2</sup></b>

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

Fattore Nq	18,19
Fattore Nc	29,9
Fattore Ng	19,77
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	6,53 Kg/cm <sup>2</sup>
Rd >= Vd	Verificato

#### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	2,35 Kg/cm <sup>3</sup>
---	-------------------------

#### CEDIMENTI ELASTICI

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
Cedimento al centro della fondazione	8,42 mm
Cedimento al bordo	3,13 mm

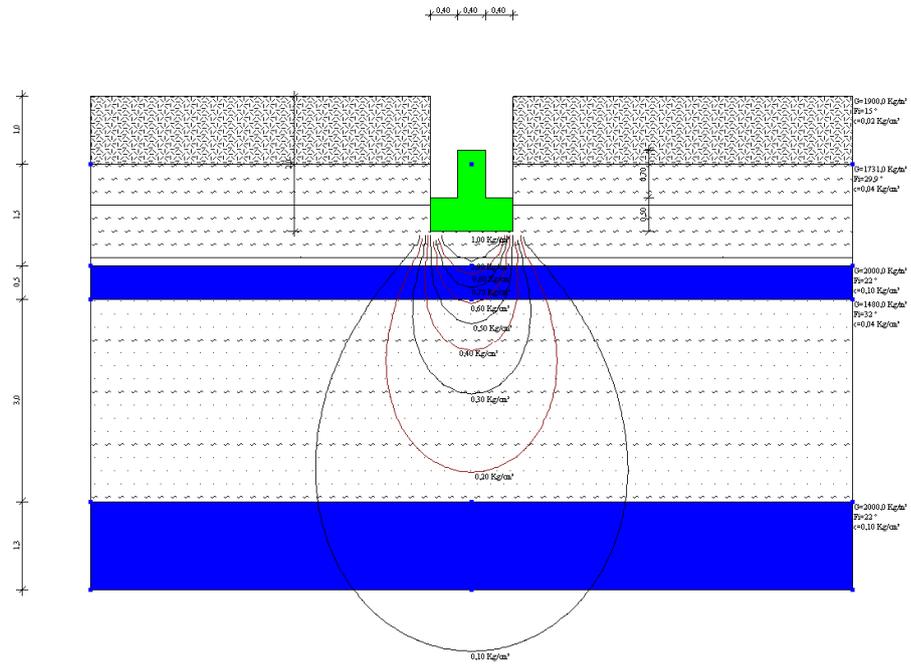
#### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,25	0,406	0,621	Edometrico	0,475	0,0	0,475
3	2,75	0,5	0,471	Edometrico	0,644	0,0	0,644
4	4,5	0,772	0,184	Edometrico	0,682	0,0	0,682
5	6,65	1,124	0,093	Edometrico	0,252	0,0	0,252

**Cedimento totale Wt=2,053 cm**



**SONDAGGIO – S.8 – ZONA F.1****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
2,0	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
1,2	1864,0	1906,0	32,0	32	0,11	0,11	0,0	120,0	130,0	0,0	0,0	0,0
1,1	1522,0	1709,0	35,0	35	0,25	0,25	0,0	50,0	60,0	0,0	0,0	0,0
2,7	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale	10000,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	---------------------------

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

Pressione normale	0,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	-----------------------

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,78
Zg	0,78

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	23,18
Fattore Nc	35,49
Fattore Ng	20,79

Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,28
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

---



---

Pressione limite	11,47 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,82 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

---



---

Fattore Nq	28,52
Fattore Nc	44,04
Fattore Ng	27,49
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

---



---

Pressione limite	11,02 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,67 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

---



---

Fattore Nq	23,18
Fattore Nc	35,49
Fattore Ng	22,02
Fattore Sc	1,08
Fattore Dc	1,6
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,3
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,3

---



---

Pressione limite	13,35 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>4,45 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

---



---

Fattore Nq	23,18
Fattore Nc	35,49
Fattore Ng	30,21
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

---



---

Pressione limite	12,26 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>4,09 Kg/cm<sup>2</sup></b>

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

Fattore Nq	23,18
Fattore Nc	35,49
Fattore Ng	27,72
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,28
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	12,36 Kg/cm <sup>2</sup>
Rd >= Vd	Verificato

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica

k	4,41 Kg/cm <sup>3</sup>
---	-------------------------

### CEDIMENTI ELASTICI

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

Cedimento al centro della fondazione	6,46 mm
Cedimento al bordo	2,4 mm

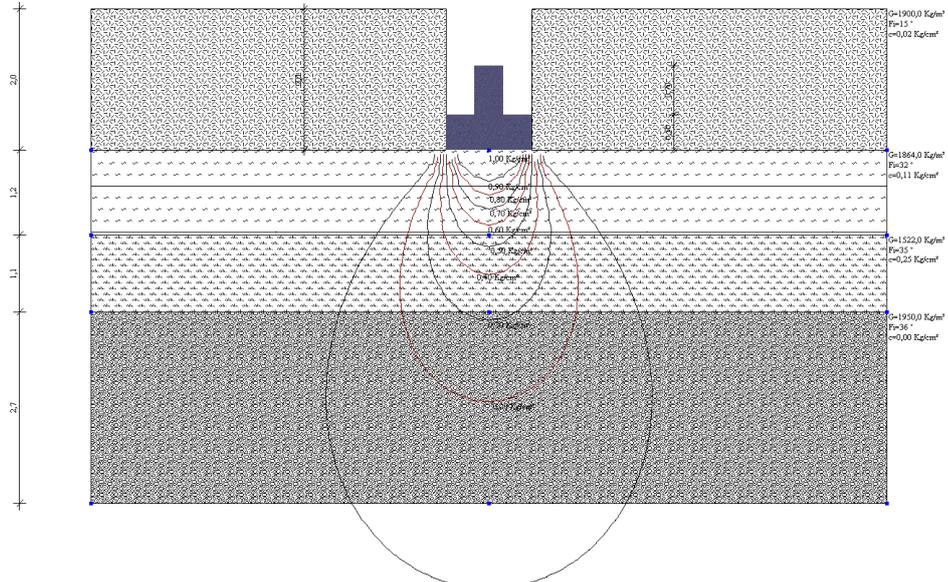
### CEDIMENTI PER OGNI STRATO

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,6	0,492	0,507	Edometrico	0,653	0,0	0,653
3	3,75	0,687	0,25	Edometrico	0,533	0,0	0,533
4	5,65			Schmertmann	0,045	0,018	0,064

**Cedimento totale Wt=1,249 cm**



**SONDAGGIO – S.9 – ZONA ET****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,4	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
5,4	1972,0	2084,0	30,0	30	0,01	0,01	0,0	100,0	117,0	0,0	0,0	0,0
8,8	2000,0	2200,0	22,0	22	0,1	0,1	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale 10000,0 Kg/m<sup>2</sup>

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

Pressione normale 0,0 Kg/m<sup>2</sup>

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,76
Zg	0,76

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,07
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41

Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	5,45 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,82 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	22,46
Fattore Nc	37,16
Fattore Ng	19,73
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	5,43 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,81 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,67
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,58
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,29
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,29

Pressione limite	5,98 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,99 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	22,4
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

Pressione limite	6,08 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,03 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

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


---



---

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	20,09
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

---



---

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	5,90	Kg/cm <sup>2</sup>
Rd>=Vd	Verificato	

---



---

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**


---



---

k	2,17	Kg/cm <sup>3</sup>
---	------	--------------------

---



---

**CEDIMENTI ELASTICI**


---



---

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

---



---

Cedimento al centro della fondazione	7,75	mm
Cedimento al bordo	2,88	mm

---



---

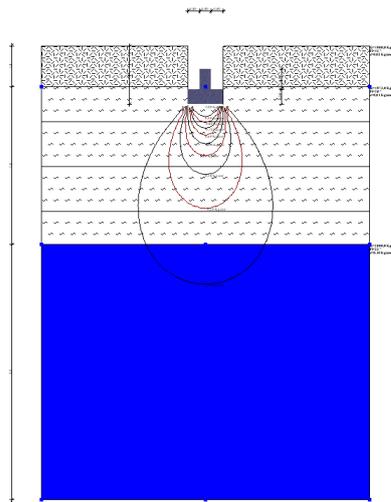
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4,4	0,858	0,186	Edometrico	0,837	0,0	0,837
3	11,2	2,211	0,034	Edometrico	0,597	0,0	0,597

**Cedimento totale Wt=1,434 cm**



**SONDAGGIO – S.10 – ZONA F.1****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
1,0	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1731,0	1790,0	30,0	30	0,04	0,04	0,0	85,0	92,0	0,0	0,0	0,0
8,3	1596,0	1598,0	35,0	35	0,05	0,05	0,0	70,0	75,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale 10000,0 Kg/m<sup>2</sup>

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

Pressione normale 0,0 Kg/m<sup>2</sup>

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc 0,9  
Zq 0,76  
Zg 0,76

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq 18,4  
Fattore Nc 30,14  
Fattore Ng 15,07  
Fattore Sc 1,0  
Fattore Dc 1,41

Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	6,03 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,01 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	22,46
Fattore Nc	37,16
Fattore Ng	19,73
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	5,86 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,95 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	15,67
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,58
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,29
Fattore Sg	1,04
Fattore Dg	1,29

Pressione limite	6,73 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,24 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	22,4
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,07

Pressione limite	6,58 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>2,19 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

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


---



---

Fattore Nq	18,4
Fattore Nc	30,14
Fattore Ng	20,09
Fattore Sc	1,06
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,06
Fattore Dq	1,3
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

---



---

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	6,50	Kg/cm <sup>2</sup>
Rd>=Vd	Verificato	

---



---

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**


---



---

k	2,34	Kg/cm <sup>3</sup>
---	------	--------------------

---



---

**CEDIMENTI ELASTICI**


---



---

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

---



---

Cedimento al centro della fondazione	9,12	mm
Cedimento al bordo	3,39	mm

---



---

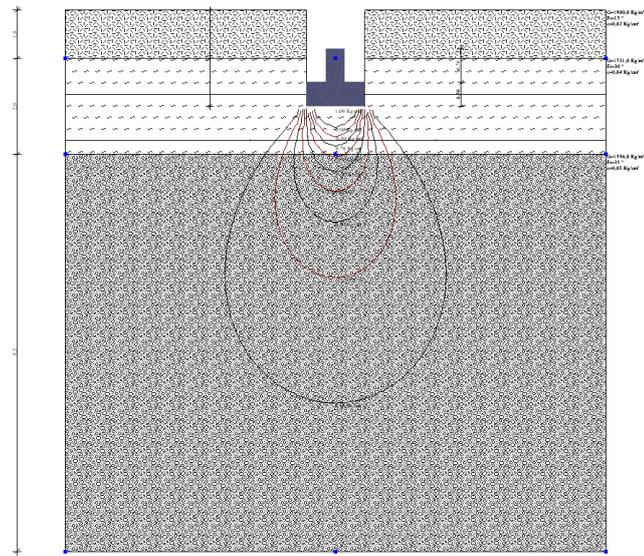
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,5	0,45	0,555	Edometrico	0,876	0,0	0,876
3	7,15	1,199	0,082	Edometrico	0,936	0,0	0,936

**Cedimento totale Wt=1,811 cm**



**SONDAGGIO – S.11 – ZONA A – F.1****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,5	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
2,0	1950,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,5	2000,0	2100,0	36,0	36	0,0	0,0	0,0	500,0	0,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale 10000,0 Kg/m<sup>2</sup>

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

Pressione normale 0,0 Kg/m<sup>2</sup>

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,82
Zg	0,82

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	37,75
Fattore Nc	50,59
Fattore Ng	40,05
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41

Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,09
Fattore Dq	1,25
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	11,91 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>3,97 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	47,16
Fattore Nc	63,53
Fattore Ng	51,7
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	12,52 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>4,17 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	37,75
Fattore Nc	50,59
Fattore Ng	44,43
Fattore Sc	1,09
Fattore Dc	1,65
Fattore Sq	1,05
Fattore Dq	1,33
Fattore Sg	1,05
Fattore Dg	1,33

Pressione limite	14,32 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>4,77 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	37,75
Fattore Nc	50,59
Fattore Ng	56,31
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,09

Pressione limite	13,4 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>4,47 Kg/cm<sup>2</sup></b>

---



---

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


---



---

Fattore Nq	37,75
Fattore Nc	50,59
Fattore Ng	53,4
Fattore Sc	1,07
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,07
Fattore Dq	1,25
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

---



---

Carico di progetto [Vd]	0,00	Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	13,07	Kg/cm <sup>2</sup>
Rd>=Vd	Verificato	

---



---

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**


---



---

k	5,01 Kg/cm <sup>3</sup>
---	-------------------------

---



---

**CEDIMENTI ELASTICI**


---



---

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

---



---

Cedimento al centro della fondazione	1,55 mm
Cedimento al bordo	0,58 mm

---



---

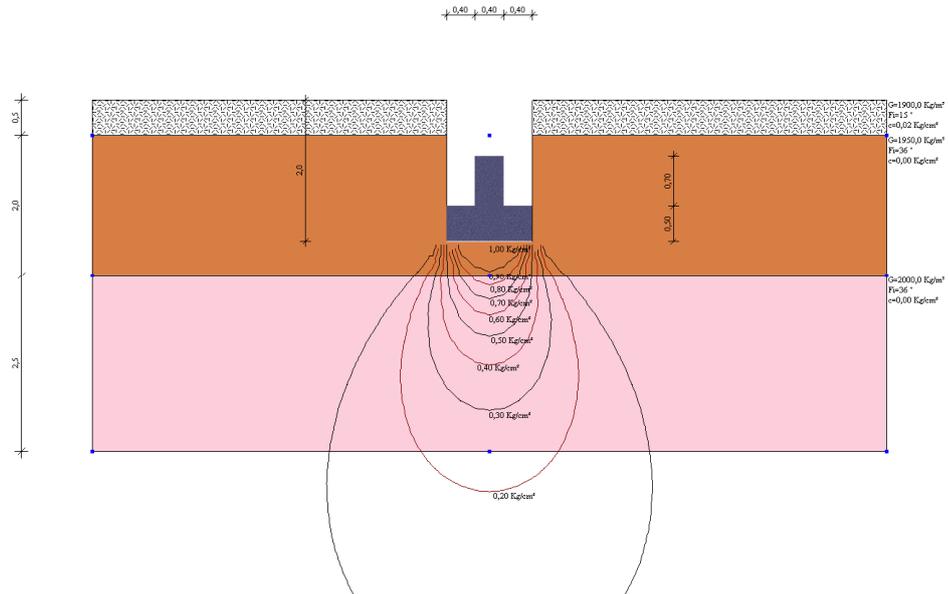
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,25			Schmertmann	0,012	0,005	0,017
3	3,75			Schmertmann	0,108	0,043	0,152

**Cedimento totale Wt=0,168 cm**



**SONDAGGIO – S.12 – ZONA F.1****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,5	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
2,7	2011,0	2115,0	19,1	19,1	0,15	0,15	0,0	200,0	216,0	0,0	0,0	0,0
2,5	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5,5	2100,0	2200,0	25,0	25	0,3	0,3	0,0	0,0	80,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale	10000,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	---------------------------

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

Pressione normale	0,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	-----------------------

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,44
Zg	0,44

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	5,85
Fattore Nc	14,02
Fattore Ng	2,52
Fattore Sc	1,0

Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,32
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	3,52 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,17 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	6,77
Fattore Nc	16,67
Fattore Ng	4,45
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	3,09 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,03 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	5,85
Fattore Nc	14,02
Fattore Ng	2,45
Fattore Sc	1,05
Fattore Dc	1,47
Fattore Sq	1,02
Fattore Dq	1,23
Fattore Sg	1,02
Fattore Dg	1,23

Pressione limite	3,73 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,24 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	5,85
Fattore Nc	14,02
Fattore Ng	4,75
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,04

Pressione limite	3,63 Kg/cm <sup>2</sup>
------------------	-------------------------

**Pressione ammissibile** **1,21 Kg/cm<sup>2</sup>**

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

Fattore Nq	5,85
Fattore Nc	14,02
Fattore Ng	3,36
Fattore Sc	1,05
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,32
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0
Carico di progetto [Vd]	0,00 Kg/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione [Rd]	3,69 Kg/cm <sup>2</sup>
Rd >= Vd	Verificato

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**

k 1,24 Kg/cm<sup>3</sup>

**CEDIMENTI ELASTICI**

Coefficiente di influenza I1	0,77
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,62
Cedimento al centro della fondazione	3,87 mm
Cedimento al bordo	1,44 mm

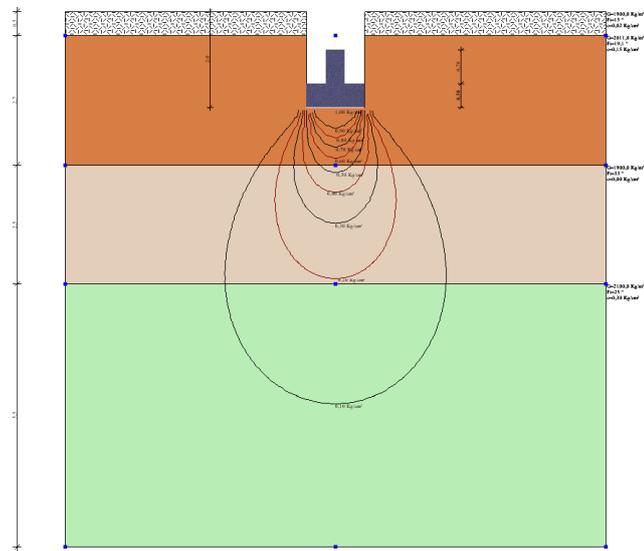
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	2,6	0,517	0,494	Edometrico	0,376	0,0	0,376
3	4,45			Schmertmann	0,201	0,08	0,281
4	8,45	1,69	0,057	Edometrico	0,398	0,0	0,398

**Cedimento totale Wt=1,055 cm**



**SONDAGGIO – S.13 – ZONA T****DATI GENERALI**

Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	2,0 m
Altezza di incastro	1,0 m
Inclinazione piano di posa	0,0°
Inclinazione pendio	0,0°
Fattore di sicurezza (Fc)	3,0
Fattore di sicurezza (Fq)	3,0
Fattore di sicurezza (Fg)	3,0
Accelerazione massima (ag/g)	0,25
Categoria profilo stratigrafico	B
Coeff. azione sismica orizzontale Kh	0,3125
Cedimento dopo T anni	10,0

**STRATIGRAFIA TERRENO**

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

DH (m)	Gam (Kg/m <sup>3</sup> )	Gams (Kg/m <sup>3</sup> )	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (Kg/cm <sup>2</sup> )	c Corr. (Kg/cm <sup>2</sup> )	cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,5	1900,0	2100,0	15,0	15	0,02	0,02	0,0	0,0	25,0	0,0	0,0	0,0
1,5	1900,0	2000,0	33,0	33	0,0	0,0	0,0	200,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,5	2000,0	2200,0	22,0	22	0,1	0,1	0,0	0,0	50,0	0,0	0,0	0,0
2,8	2100,0	2200,0	25,0	25	0,3	0,3	0,0	0,0	80,0	0,0	0,0	0,0

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

Pressione normale	10000,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	---------------------------

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

Pressione normale	0,0 Kg/m <sup>2</sup>
-------------------	-----------------------

**Effetti inerziali correzioni sismiche**

Zc	0,9
Zq	0,59
Zg	0,59

**CARICO LIMITE SECONDO HANSEN (1970) (Condizione drenata)**

Fattore Nq	7,82
Fattore Nc	16,88
Fattore Ng	4,13
Fattore Sc	1,0

Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,05
Fattore Dq	1,33
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,95
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Pressione limite	3,65 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,22 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore Nq	9,19
Fattore Nc	20,27
Fattore Ng	6,61
Fattore Sc	1,0
Fattore Sg	1,0

Pressione limite	3,33 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,11 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore Nq	7,82
Fattore Nc	16,88
Fattore Ng	4,07
Fattore Sc	1,05
Fattore Dc	1,49
Fattore Sq	1,03
Fattore Dq	1,25
Fattore Sg	1,03
Fattore Dg	1,25

Pressione limite	3,89 Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Pressione ammissibile</b>	<b>1,3 Kg/cm<sup>2</sup></b>

#### CARICO LIMITE SECONDO VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore Nq	7,82
Fattore Nc	16,88
Fattore Ng	7,13
Fattore Sc	1,0
Fattore Dc	1,41
Fattore Sq	1,0
Fattore Dq	1,0
Fattore Sg	1,0
Fattore Dg	1,05

Pressione limite	3,86 Kg/cm <sup>2</sup>
------------------	-------------------------

**Pressione ammissibile** **1,29 Kg/cm<sup>2</sup>**

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

Fattore Nq	7,82
Fattore Nc	16,88
Fattore Ng	5,51
Fattore Sc	1,05
Fattore Dc	1,41
Fattore Ic	1,0
Fattore Gc	1,0
Fattore Bc	1,0
Fattore Sq	1,04
Fattore Dq	1,33
Fattore Iq	1,0
Fattore Gq	1,0
Fattore Bq	1,0
Fattore Sg	0,96
Fattore Dg	1,0
Fattore Ig	1,0
Fattore Gg	1,0
Fattore Bg	1,0

Carico di progetto [Vd] 0,00 Kg/cm<sup>2</sup>

Carico limite fondazione [Rd] 3,86 Kg/cm<sup>2</sup>

Rd >= Vd Verificato

**COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Senza correzione geometrica**

k 1,33 Kg/cm<sup>3</sup>

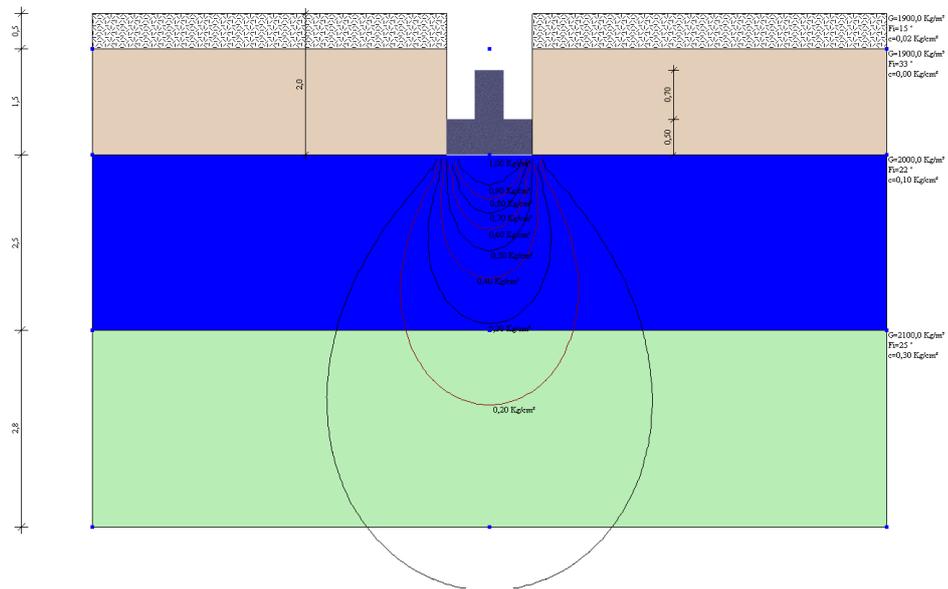
**CEDIMENTI PER OGNI STRATO**

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo logaritmico di Terzaghi

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

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm <sup>2</sup> )	Dp (Kg/cm <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
3	3,25	0,63	0,33	Edometrico	2,019	0,0	2,019
4	5,9	1,174	0,112	Edometrico	0,41	0,0	0,41

**Cedimento totale Wt=2,429 cm**



## **CONCLUSIONI: VERIFICHE DI COMPATIBILITÀ**

Alla luce di quanto contenuto nel presente studio, dalle risultanze dello studio geologico effettuato dal Dott. Geol. Adriano Iachetta, e di quanto rappresentato nei relativi elaborati cartografici allegati al P.U.C., emerge una sostanziale compatibilità tra le scelte operate dal Piano, e le condizioni geosismiche descritte dallo studio geologico.

L'ambito di studio per i quali è consentita la trasformazione urbanistica ed edilizia è limitata al perimetro dell'ambito P.U.C. – Piano Urbanistico Comunale, delle aree peraltro già edificata ed urbanizzata.

I sondaggi effettuati, peraltro, non coprono tutta l'estensione del progetto di Piano per cui sono stati scelti quelli maggiormente significativi nell'ambito della ipotesi di trasformazione del territorio.

I valori di carico limite e conseguente carico ammissibile sono compatibili con le tipologie edilizie insediate ed insediabili nelle aree oggetto di studio; i calcoli effettuati sono stati rivolti a tipologie di fondazioni superficiali; è il caso di ricordare che comunque per particolari esigenze costruttive è sempre possibile fare ricorso a fondazioni profonde.

La scelta dell'area suddetta è congruente anche con il progetto di Piano Stralcio dell'Autorità di Bacino dei Fiumi Liri-Garigliano e Volturno.

Tanto innanzi significato, si precisa che resta in generale l'obbligo di effettuare ulteriori indagini geologiche specifiche per ciascun intervento o costruzione da realizzarsi, tenendo coerentemente conto delle conclusioni dell'Indagine Geologica allegata al Piano.