

# UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

## FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Dipartimento di Scienza e Ingegneria della Materia, dell'Urbanistica e dell'Ambiente Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

# STUDI GEOTECNICI PER IL RESTAURO CONSERVATIVO DELLA EX ABBAZIA DI SS. FELICE E NABORRE A BOLOGNA

## GEOTECHNICAL STUDIES FOR THE RESTORATION OF THE FORMER ABBEY OF SS. FELICE AND NABORRE IN BOLOGNA

*Relatore:* Chiar.mo Prof. Giuseppe Scarpelli *Tesi di Laurea di:* Nicola Di Paola

*Correlatrice:* Ing. Elisabetta Bersanetti

Anno Accademico 2020-2021

## Sommario

1. INTRODUZIONE	4
2 DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2.1 Descrizione degli interventi	8
3 ASPETTI GEOLOGICI	11
3.1 Inquadramento geologico	11
3.2 Idrografia	16
3.3 Idrogeologia	21
3.4 Sismotettonica	24
3.5 Subsidenza	27
3.6 Paleosuolo romano	29
4 CAMPAGNA D'INDAGINI	
5 CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI	
5.1 Analisi granulometrica	
5.1.1 Analisi granulometrica per vagliatura	
5.1.2 Analisi granulometrica per sedimentazione	
5.2 Limiti di Atterberg	
5.2.1 Limite liquido	
5.2.2 Limite plastico	
5.2.3 Indice di plasticità	40
5.3 Classificazione	40
5.3.1 Classificazione USCS	41
5.3.2 Classificazione AGI	42
5.4 Risultati dei campioni	43
5.4.1 Campione C1	45
5.4.2 Campione C2	47
5.4.3 Campione C3	50
5.4.4 Campione C4	
6 MODELLO STRATIGRAFICO DEL SOTTOSUOLO E CARATTE GEOTECNICA	RIZZAZIONE
6.1 Descrizione prove in sito e di laboratorio utilizzate	
6.2 Modello stratigrafico del sottosuolo	55
6.3 Caratteristiche geotecniche	62
6.3.1 Peso di volume	62
6.3.2 OCR	64
6.3.3 Coesione non drenata (C <sub>u</sub> )	65

6.3.4 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci67
6.3.5 Moduli operativi
6.3.6 Onde sismiche di taglio70
6.4 Quadro sinottico della caratterizzazione geotecnica72
6 MODELLO GEOTECNICO73
6.1 Fasi di progetto73
6.2 Analisi dei carichi75
6.3 Modello geotecnico77
7. VERIFICA DEGLI ELEMENTI
7.1 Quadro normativo79
7.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)79
7.1.2 Approcci e combinazioni utilizzate
7.1.3 Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE e SLD)81
7.2 Verifica
7.2.1 Capacità portante fondazione superficiale81
7.2.2 Capacità portante dei micropali
7.2.3 Verifica capacità portante palo trivellato
7.2.4 Cedimenti della fondazione
7.2.4 Verifica della paratia
8 CONCLUSIONI
9 BIBLIOGRAFIA

## 1. INTRODUZIONE

Questa Tesi è a carattere progettuale e si propone di documentare le attività necessarie alla soluzione dei problemi geotecnici che insorgono nell'ambito di un intervento di ristrutturazione di complessi edilizi di pregio storico-monumentale nell'ambito dei centri urbani.

L'ambito progettuale di riferimento è quello del progetto di restauro e risanamento conservativo dell'opera "ex Abbazia dei SS Felice e Naborre (ora Caserma Gucci)" nel centro storico di Bologna.

Il lavoro sviluppato per la tesi trae spunto dall'attività di tirocinio svolta presso la società di Ingegneria Acale srl di Ancona che ha riguardato, nello specifico, la progettazione geotecnica di strutture di fondazione e di opere di sostegno. La tesi si è in particolare rivolta al tema della definizione del modello geotecnico di sottosuolo che è stato sviluppato in modo indipendente da quello svolto per il tirocinio; naturalmente, lo studio Acale ha permesso di accedere a tutti i dati e le informazioni acquisite sui terreni di fondazione. Inoltre, parte del lavoro di tesi è stata sviluppata attraverso una sperimentazione su campioni di terreno disponibili presso il laboratorio del Dipartimento di Scienza e Ingegneria della Materia, dell'Urbanistica e dell'Ambiente (SIMAU) dell'Università Politecnica delle Marche, dove sono state direttamente eseguite prove di classificazione e riconoscimento.

Punto di partenza per la definizione del modello geotecnico è il "Modello geologico", elemento alla base della progettazione di opere civili, dove sono raccolte tutte le informazioni sulla geologia, l'idrologia e l'idrogeologia del contesto della pianura emiliana e bolognese.

Successivamente si provveduto alla definizione del "Modello stratigrafico del sottosuolo", utilizzando i dati ottenuti dalle prove di classificazione eseguite, dalle prove in sito e dai sondaggi reperiti, pervenendo ad una stratigrafia dei depositi presenti nel sito di progetto, peraltro poco distinguibili fra loro perché riconducibili ad un'unica storia geologica.

In seguito, si è provveduto alla caratterizzazione geotecnica dei terreni individuati tramite l'interpretazione delle prove in sito, delle prove di laboratorio e dai dati di letteratura, affrontando problematiche che facilmente possono insorgere durante questa fase della progettazione geotecnica, come l'assenza di un numero sufficiente di prove di laboratorio che permetta la caratterizzazione corretta di tutti i terreni o prove in sito non adeguate a determinate tipologie di terreno.

Infine, si è realizzato il "Modello geotecnico" sulla base dei dati ottenuti nelle fasi precedenti, ma anche tenendo conto della tipologia di carichi agenti e delle fasi di progetto e realizzazione dell'opera, con l'obbiettivo di eseguire le verifiche geotecniche dei principali elementi costruttivi del progetto.

## **2 DESCRIZIONE DELL'OPERA**

L'opera è collocata nella zona nord del centro storico di Bologna, in "Via dell'Abbadia n°3", e copre un'area di circa 22000 m<sup>2</sup>. Fino al 2013 era in consegna al Comando Militare Esercito Emilia-Romagna ed ha ospitato al suo interno la Caserma "Lino Gucci"; attualmente è in disuso e sotto la gestione dell'Agenzia del Demanio Emilia-Romagna.



Figura 1 Inquadramento e posizione opera

I primi riferimenti storici riguardo il complesso risalgono a dopo gli anni mille, quando una comunità di monaci benedettini costruì la chiesa adiacente, in stile romanico, e un piccolo monastero. Dopo alcuni secoli di decadenza, nel millecinquecento il complesso fu affidato alle suore clarisse, che apportarono diversi restauri conferendo alla chiesa l'aspetto attuale e ampliando il monastero realizzando il grande chiostro (Figura 2).



Figura 2 Sala Bologna nel Vaticano, dettaglio Abbadia 1500

Nel periodo napoleonico il monastero fu soppresso e destinato prima ad ospedale militare, poi lazzaretto, successivamente a casa di cura per poi tornare ospedale militare nel 1868, sotto la gestione dello Stato italiano. Durante questi anni il monastero rimane invariato planimetricamente, ma viene realizzato un piano ammezzato e vengono realizzati diversi interventi di ristrutturazione nell'ex monastero.



Figura 3 Planimetria nel catasto Gregoriano (1878)

A partire dalla fine dell'800, sotto la direzione del Genio Militare, avviene la progressiva saturazione dello spazio adiacente del monastero, in passato adibito ad orto, con la realizzazione di vari edifici. Inoltre, nel 1938, viene realizzata la sopraelevazione del monastero.



Figura 4 Tavola sopraelevazione

Nel 1944, durante la Seconda Guerra Mondiale, il complesso subisce numerosi bombardamenti, che comportarono la distruzione dell'ala est del monastero, degli edifici nuovi realizzati nell'area degli orti e anche parte della chiesa.



Figura 5 Sviluppo planimetrico 1928-1956

A partire dalla seconda metà del Novecento furono avviati i lavori di ricostruzione e restauro del monastero e fu realizzato un nuovo edificio nella zona degli orti. Nel 1956 avviene la completa saturazione della zona degli orti con la realizzazione di un ulteriore edificio.



Figura 6 Sovrapposizione planimetria 1748-2020

L'opera, quindi, sebbene si presenti come un unico blocco, è in realtà un insieme di più edifici connessi e diversi tra loro, ciascuno con una propria storia e tipologia costruttiva che ha reso necessario suddividere il complesso in blocchi diversi sulla base della loro storia e della loro struttura (Figura 7).

Il blocco A costituisce il corpo storico-monumentale relativo all'antico monastero, sottoposto a vincolo archeologico. È il corpo con maggiore estensione, di forma irregolare, con un chiostro interno e costituito da un parziale piano interrato e tre livelli fuori terra. Il piano ammezzato, che si estende per una parte della superficie totale, è realizzato con struttura e solai in acciaio. Il sistema strutturale è prevalentemente a mattoni pieni, il sistema di fondazione del corpo consiste in una fondazione continua in muratura.

I blocchi **B**, **C** ed **I** presentano un sistema strutturale in muratura con un sistema di fondazione analogo a quello del blocco **A** 

Il blocco G+H, il più recente, ha una forma irregolare in pianta ed è costituito da quattro piano fuori terra. Il sistema strutturale è di tipo misto, ovvero costituito da parti in muratura di mattoni pieni e parti con struttura intelaiata in cemento armato. Il sistema fondale è differente per i due tipi costruttivi individuati; infatti, per la parte in muratura è formato da trave rovescia su pali, mentre per la parte più recente si individuano plinti isolati su pali; in entrambi i casi la lunghezza dei pali non è nota.



Figura 7 Divisione blocchi

## 2.1 Descrizione degli interventi

Il fabbricato storico-monumentale, costituito dai corpi edilizi denominati **A-B-I**, oggetto di interventi di restauro della parte in elevazione, non presenta situazioni di significativo dissesto a livello fondale né quadri fessurativi rilevati. In tali corpi l'intervento di restauro e risanamento strutturale non comporta variazione dei carichi trasmessi in fondazione e pertanto gli interventi a livello fondale si

limitano a consolidamenti locali, piccoli ampliamenti o collegamenti orizzontali della base delle colonne del porticato.

Per i corpi **C-E-F-G-H**, siti nella porzione sud-est del lotto, l'orientamento progettuale è quello della demolizione e ricostruzione. In particolare, per i corpi C-E-F era già prevista la demolizione, mentre per i corpi **C-G-H** tale decisione è scaturita dopo accurate analisi, le quali hanno evidenziato le gravi carenze strutturali dell'edificio, statiche e sismiche, rendendo più conveniente dal punto di vista economico un'eventuale demolizione e ricostruzione rispetto ad interventi di riqualificazione strutturale e architettonica.

Il nuovo fabbricato, denominato L, si colloca lungo il muro di confine storico del lotto sul lato Est e la sua impronta planimetrica si sovrappone in buona sostanza a quella dei corpi G-H (Figura 3). Il fabbricato è previsto con struttura a telaio (6,3 m x 10 m) avente pilastri composti circolari ( $\emptyset$ 60-70 cm) con incamiciatura in acciaio e nucleo in calcestruzzo, mentre gli impalcati sono realizzati, viste le luci elevate, tramite piastre piene in calcestruzzo alleggerite con plastica.



Figura 8 Planimetria nuovo edificio L

La fondazione del nuovo edificio L consiste in una platea di calcestruzzo impostata alla profondità di circa -4,10 m dal p.c., fondata su micropali.

Poiché lungo il lato Est il nuovo edificio è adiacente al muro storico che perimetra il lotto, è necessario prevedere un sostegno per consentire la realizzazione dello scavo del piano interrato. Analogamente, sul lato sud, è necessario il contenimento del terreno per evitare di interferire con la strada esistente.

A tale scopo è stata prevista nel progetto la realizzazione di una paratia di pali trivellati di diametro 60 cm disposti ad interasse di 80 cm e lunghezza di 12 m. La platea di fondazione, resa solidale alla paratia di pali, costituirà per quest'ultima un vincolo in direzione orizzontale. Sui restanti due lati (nord ed ovest) il piano interrato verrà perimetrato da setti in cemento armato di spessore 30 cm aventi funzione di contenimento del terreno.

I micropali, realizzati con una perforazione di diametro Ø200 mm e camicia metallica Ø133x6,3mm, avranno lunghezza 12 m.



Figura 9 Sezione sistema di fondazione

## **3 ASPETTI GEOLOGICI**

La definizione del modello geologico è alla base della progettazione delle opere civili ed in particolare della progettazione geotecnica. Il modello geologico, infatti, fornisce informazioni riguardanti aspetti stratigrafici, geomorfologici, idrogeologici, sismici. Informazioni su tutti gli aspetti precedenti vengono illustrate in questo capitolo con riferimento ad un'area geografica vasta, che include il sito di progetto, sufficientemente estesa come appropriato per tutte le analisi di carattere geologico.



Figura 10 Ubicazione del sito nel Comune di Bologna

#### 3.1 Inquadramento geologico

Dal punto di vista geologico, l'area del comune di Bologna è legata ai processi di evoluzione e formazione della pianura Padana. L'assetto odierno della pianura Padana è il risultato di un processo di riempimento dell'Adriatico, iniziato nel Pliocene (circa cinque milioni di anni fa), dovuto principalmente all'azione di erosione e trasporto dei sedimenti dei corsi fluviali delle Alpi e dell'Appennino. Gli studi realizzati da Regione Emilia-Romagna-Agip (1998), finalizzati alla ricerca di idrocarburi nel sottosuolo padano, hanno portato all'identificazione di tre cicli sedimentari principali: uno marino, detto Supersintema del Quaternario marino, uno continentale, detto Supersintema Emiliano-Romagnolo, ed il Supersintema del Pliocene medio-inferiore, il più antico. La successione di tali unità è ben rappresentata nello schema stratigrafico della pianura emiliana

illustrato in Figura 11 ed in quello "sismico"<sup>1</sup> della pianura Bolognese e Ferrarese realizzato da Regione Emilia-Romagna-Agip riportato nella Figura 12.



Figura 11 Principali Unità Stratigrafiche della pianura Emiliana



Figura 12 Profilo sismico della pianura Bolognese e Ferrarese

<sup>&</sup>lt;sup>1</sup> Per profilo sismico si intende la sequenza stratigrafica determinata mediante metodologie geofisiche, tipicamente ottenuto misurando la velocità di propagazione delle onde di taglio generate dinamicamente alla superficie del terreno

Nelle Figure 13 e 14 sono rappresentate un estratto della Carta Geologica ed una sezione geologica (B-B) prossima al sito di progetto, Dalla sezione è evidente l'affiorare dei depositi marini in prossimità della città di Bologna, in particolare nel settore collinare della città, come rappresentato nella carta geologica dell'area e dalla sezione B-B della carta (Foglio 221, Bologna). La carta geologica evidenzia inoltre la presenza di un sistema di faglie, denominato sovrascorrimento pede-appenninico, che rappresenta la separazione tra la fascia collinare, in sollevamento, da quella di pianura, in subsidenza.



Figura 13 Estratto Carta geologica con ubicazione del sito



Figura 14 Sezione B-B

Particolare attenzione viene posta al Supersintema Emiliano- Romagnolo, unità affiorante della zona di pianura di Bologna, dove ricade l'opera di progetto. Tale unità rappresenta l'insieme dei depositi quaternari continentali e dei sedimenti ad essi correlabili, comprendenti depositi alluvionali e deltizi. All'interno del Supersintema, inoltre, è stata riconosciuta una superficie di discordanza angolare che separa depositi limosi e sabbiosi di piana alluvionale (Sintema Emiliano Inferiore, AEI) da sovrastanti ghiaie di conoide o terrazzo alluvionale (Sintema Emiliano Superiore, AES). Il Sintema Emiliano Inferiore costituisce l'unità inferiore, poggiante sulle Sabbie di Imola (a circa 140 m di profondità e costituite da depositi sabbiosi e ghiaiosi di origine marina), e non affiorante a causa dei processi erosivi precedenti la deposizione del Sintema Emiliano Superiore. Il Sintema Emiliano Superiore rappresenta l'unità superiore del Supersintema e comprende la maggior parte dei depositi affioranti del foglio di Bologna. Tale Sintema è stato suddiviso ulteriormente in unità stratigrafiche inferiori (subsintemi) che corrispondono a singoli terrazzi alluvionali. Tra i Subsintemi definiti, quello affiorante nella pianura bolognese è il Subsintema di Ravenna (AES<sub>8</sub>). Questo subsintema è costituito, nei settori intravallivi e allo sbocco delle valli appenniniche, da depositi di terrazzo alluvionale costituiti da ghiaia e sabbia, mentre nelle zone più distanti dai suddetti settori è costituita da limi e argille di piana alluvionale.



Figura 15 Sezione C-C Perpendicolare all'appennino (Sezione C-C Carta tetto delle ghiaie foglio 221 Bologna)

Il centro storico di Bologna si colloca in una zona di interconoide tra quella del fiume Reno e quella del torrente Savena. Nella sezione in seguito riportata (Figura 16), tracciata lungo la via Emilia, è possibile osservare come la geologia del sottosuolo del centro storico della città rappresenti a pieno quanto descritto del Subsintema di Ravenna: mentre ghiaie e sabbie sono limitate agli alvei dei suddetti corsi d'acqua, il sottosuolo del centro storico è costituito da uno strato spesso di limi e argille, con rare intercalazioni sabbiose e ghiaiose.



Figura 16 Depositi alluvionali lungo la via Emilia

### 3.2 Idrografia

Sul territorio del comune di Bologna è presente un complesso sistema idrico, costituito non solo dai corpi idrici superficiali naturali, ma anche dall'insieme dei canali, interrati e no, e dal sistema fognario realizzati dall'uomo. La complessità del sistema idrico è ben rappresentata nel reticolo idrografico (Figura 17), tratto dal "Quadro Conoscitivo del Comune di Bologna".

I corpi idrici superficiali naturali più rilevanti sono i già citati fiume Reno e il torrente Savena, a cui si aggiungono una serie di torrenti e rii minori, come il torrente Lavino e il torrente Aposa. Tutti questi corpi idrici presentano un regime torrentizio, tipico di tutti i corsi d'acqua dell'Appennino, essendo alimentati maggiormente dal deflusso diretto delle piogge, mentre i contributi dovuti alle sorgenti hanno scarsa rilevanza. Il fiume Reno, di importanza interregionale, presenta una portata incostante con portate minime durante il periodo estivo (Figura 19), dovute non solo al minor apporto delle acque meteoriche, ma anche al prelievo dell'acqua nei sistemi di accumulo posti a monte. I torrenti Savena e Lavino, invece, durante i mesi estivi presentano condizioni di secca quasi totale. I numerosi restanti corsi idrici risultano privi di portata durante tutto l'anno, con attività di deflusso esclusivamente durante e dopo le precipitazioni.



Figura 17 Reticolo idrografico

#### **IDROGRAFIA**



Figura 18 Legenda Reticolo Idrografico

26 - FOSSA BIANCANA



Figura 19 Portate mensili del fiume Reno

Fra i canali artificiali merita particolare attenzione il Canale di Reno, che attraversa il centro urbano biforcandosi nel Cavaticcio e nel Canale delle Moline in prossimità dell'opera. Le portate medie presentano valori compresi fra i 10 e i 15 m<sup>3</sup>/s, con valori minimi di 2 m<sup>3</sup>/s, in funzione delle portate del fiume Reno. I due canali tornano a riunirsi per formare il Navile. Quest'ultimo canale riceve lo scarico della rete fognaria di Bologna, con portate medie di 2 m<sup>3</sup>/s. Il Navile non è mai stato adeguato ai dati pluviometrici odierni e la mancanza di manutenzione lo rende particolarmente soggetto alle inondazioni.

È da sottolineare un ulteriore dettaglio riguardante il torrente Savena. L'attuale corso del torrente è frutto di una deviazione effettuata nel 1776. Il vecchio letto del fiume, denominato Savena Abbandonato, fu in passato utilizzato come canale di scolo per la rete fognaria, fino alla realizzazione del depuratore. Oggigiorno il Savena Abbandonato raccoglie le acque meteoriche di gran parte della zona est della città: l'inadeguatezza dell'alveo a sostenere tali deflussi può dar luogo a problemi di tipo idraulico.

Le criticità dei due sistemi sono riportate nella "Carta del rischio idraulico" (Figura 20) del "Quadro Conoscitivo del comune di Bologna".

Al complesso sistema di acque naturali e canali artificiali si aggiunge, come già detto, il vasto sistema fognario (misto) della città, con una rete di 800 km di condotte principali e 1300 km di condotte finalizzate alla raccolta delle acque meteoriche. Nel sistema sono presenti più di cento scolmatori di portata utilizzati in caso di forti precipitazioni.



Figura 20 Carta del rischio idraulico



Figura 21 Carta Sistema Fognario di Bologna

## 3.3 Idrogeologia

È ormai pienamente confermata, grazie alle numerose campagne d'indagine e ai numerosi rilievi piezometrici compiuti per gli studi sulla pianura Bolognese ed Emiliana, l'esistenza di un acquifero multifalda costituito da un complesso di falde superficiali e falde profonde (Farina et al, 2001). Dal punto di vista idrogeologico sono state identificate una unità idrogeologica superficiale e un'unità idrogeologica profonda, che verranno descritte a seguire. La tabella riportata di seguito offre una comparazione fra la nomenclatura generalmente usata in letteratura (Amorosi et al.) e quella più recente proposta da Farina et al, 2001, al fine di favorire una migliore comprensione dell'idrogeologia della pianura bolognese.

	Sistema Acquifero		Acquitardi	Falde
		A1c		SUP3-SUP4
A1	A1b	_	SUP2	
		A1a		SUP1
			Alfa	
	A2			
	A3			
	A4			
			Deita	
В				
			Epsilon	Profondo
с				

Tabella 1 Nomenclatura Unità Idrogeologiche

La struttura delle unità superficiali (denominata A, coincidente con l'unità stratigrafica del Sintema Emiliano Superiore) è contraddistinta dall'alternanza verticale di corpi a granulometria grossolana e fine, che rappresenta una condizione favorevole per la formazione di un acquifero multifalda. L'acquifero più superficiale è denominato A1 e al suo interno sono stati riconosciuti tre corpi ghiaiosi-sabbiosi denominati A1a, A1b, A1c, al cui interno sono contenute le falde denominate, rispettivamente, SUP1, SUP2 e SUP3. La falda denominata SUP4 è contenuta nei depositi più superficiali.

L'acquifero A1, ghiaioso-sabbioso, è collocato ad una profondità variabile che va dai 25 ai 55 m. I settori di conoide del fiume Reno e del torrente Savena presentano condizioni di falda libera mentre nelle zone di interconoide si rilevano condizioni di falda in pressione. Il corpo acquifero A1 si sovrappone stratigraficamente all'acquitardo Alfa costituito da depositi a granulometria prevalentemente fine il cui spessore è generalmente pari a circa 7-10 metri. La falda SUP1 riceve localmente alimentazione diretta dalla superfície e dai corsi d'acqua. La figura successiva, inoltre, mostra come le variazioni della soggiacenza (con variazioni massime di un metro) siano collegate alle portate del fiume Reno.



Figura 22 Livelli Soggiacenza falda SUP1

La struttura della falda SUP2 ripercorre i lineamenti morfologici della falda SUP1 ed è caratterizzata da condizioni di falda libera per buona parte del territorio comunale. Condizioni di falda confinata si riscontrano nel settore di interconoide, mentre nelle zone di conoide del fiume Reno l'acquifero A1b è privo di manifestazioni idriche.

Il corpo acquifero A1c costituisce il corpo grossolano più prossimo al piano campagna. Le sue dimensioni sono meno rilevanti rispetto ai corpi A1a e A1b.

La falda SUP4, come già detto, è la più superficiale. Dalla carta delle isopeziometriche (Figura 24) si può notare l'assenza di falda libera nelle zone di conoide del fiume Reno e del torrente Savena, dovuta alla mancanza di strati di terreno fine. Importante, in quanto è la falda superficiale della pianura bolognese, la variazione dei livelli di soggiacenza: le misure effettuate nel centro storico mostrano un livello di soggiacenza della falda quasi costante nel tempo, con un valore medio di 5 m e con variazioni massime di circa 1 m.



Figura 23 Soggiacenza falda SUP4



Figura 24 Falda SUP4



Figura 25 Estratto carta geomorfologica

Confrontando la carta delle isopiezometriche con quella geomorfologica (Figura 25), si evince come le isopieze seguano l'andamento delle isoipse, implicando che la variazione dei livelli di soggiacenza sia correlata alla variazione altimetrica del suolo. In particolare, la caserma Gucci è attraversata dalla isoipsa dei 52 m su livello medio mare ed è compresa fra le isopieze dei 48 m ed i 46 m sul livello medio mare, <u>determinando così un livello di soggiacenza della falda compreso tra i 4 m ed i 5 m</u>, confrontabile con il livello medio ottenuto dalle misurazioni nel centro storico.

Le falde profonde si collocano all'interno di acquiferi posti a profondità comprese fra i 60 m e i 300 m e comprendono parte dell'acquifero A, l'acquifero B (coincidente con l'unità stratigrafica Sintema Emiliano Inferiore) e l'acquifero C (coincidente con le Sabbie di Imola). Oltre i 300 m è presente l'interfaccia acqua dolce-salmastra (Agip, 1972). L'evoluzione piezometrica temporale delle falde profonde ha evidenziato un progressivo abbassamento del livello della falda, con medie di circa 2 m/anno (Artioli e Baldini, 1997), fino alla metà degli anni 80 dove si osserva una stabilizzazione ed una leggera ripresa del livello della falda, comunque a livelli depressi, a seguito della riduzione dei volumi sollevati.



Figura 26 Soggiacenza falda profonda

#### 3.4 Sismotettonica

La valutazione della sismicità del territorio si fonda su valutazioni di natura geologica e tettonica. In termini neotettonici la dislocazione più significativa è il già citato sovrascorrimento pedeappenninico, che rappresenta la separazione fra la fascia collinare e la pianura. Le indagini profonde per la ricerca degli idrocarburi hanno evidenziato, inoltre, strutture profonde sviluppatesi nel Miocene e connesse all'Appennino. I fronti dei sovrascorrimenti sepolti sono caratterizzati da pieghe anticlinali simmetriche, fra le quali si trovano le pieghe della dorsale ferrarese. La pianura bolognese è, quindi, compresa tra il sistema tettonico del sovrascorrimento pede-appenninico ed il fianco meridionale delle pieghe della dorsale ferrarese. L'analisi dei dati storici relativi agli eventi sismici evidenzia come, effettivamente, il maggior numero di eventi che hanno interessato l'area del bolognese si sono manifestati in corrispondenza della fascia pede-appenninica e della dorsale ferrarese.



Figura 27 Sezione geologica profonda dal crinale appenninico al Po

Tra gli eventi più significativi con area epicentrale nel territorio bolognese si ricordano quelli del gennaio 1505, con magnitudo 5,6, e quelli del luglio 1779 con magnitudo 5,2. Tra i terremoti più recenti e con magnitudo maggiore di 5 che hanno interessato il territorio bolognese si segnalano il terremoto del 14 settembre 2003, con magnitudo 5,3 ed il terremoto dell'Emilia del maggio 2012 con magnitudo massima di 5,9.



#### Figura 28 Eventi sismici Bologna

Nell'ambito della zonazione sismogenetica ZS9, redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, il comune di Bologna rientra nella Zona sismogenetica 913 denominata "Appennino Emiliano-Romagnolo" e nella Zona 912 denominata "Dorsale Ferrarese".

Secondo la classificazione sismica proposta dalla Regione Emilia-Romagna il comune di Bologna risulta classificato come Zona 3, sismicità bassa.



Figura 29 Zonazione Sismogenetica del Nord Italia



Figura 30 Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia

Per quanto riguarda la pericolosità sismica di base, che rappresenta la componente di pericolosità sismica dovuta alle caratteristiche sismologiche del sito, il sito in oggetto ricade in un'area soggetta ad una accelerazione massima del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, pari a 0.15-0.175  $a_g/g$ .



Figura 31 Valori di pericolosità sismica

#### 3.5 Subsidenza

La subsidenza è il fenomeno di abbassamento della superficie terrestre causato da cambiamenti che avvengono nel sottosuolo. Tali cambiamenti possono essere dovuti sia a cause di origine naturale, come i processi tettonici e le variazioni di falda, sia a cause di origine artificiale, come lo sfruttamento delle falde acquifere e l'estrazione di idrocarburi. Generalmente i fenomeni di subsidenza sono dovuti all'azione simultanea di cause naturali e artificiali, tuttavia la subsidenza dovuta all'azione umana si esplica con velocità di abbassamento elevate ed effetti imprevedibili.

Tale fenomeno interessa la pianura Padana ed in particolar modo la pianura emiliana. Le cause di questo fenomeno possono attribuirsi sia al già citato sovrascorrimento pede-appenninico sia alle attività antropiche, come nel caso della zona di Ravenna dove il fenomeno si è accentuato a causa delle attività di estrazione degli idrocarburi. La Regione Emilia-Romagna, a partire dagli anni 90, ha realizzato tramite l'Arpa Emilia-Romagna e in collaborazione con il DISTART dell'Università di Bologna la Rete Regionale di Controllo della Subsidenza. I dati provenienti dalla Rete regionale hanno permesso di elaborare delle carte dell'abbassamento del suolo in Emilia-Romagna che mettono in luce le aree più critiche:



Figura 32 Subsidenza Emilia Romanga 1973-199

Per una pianura alluvionale come quella dell'Emilia-Romagna i valori di subsidenza naturali attesi sono dell'ordine di 0,1-0,3 cm/anno mentre i valori effettivamente misurati nelle ultime decine d'anni sono quasi ovunque maggiori di 0,4 cm/anno e con punte di 5 cm/anno. Dalla figura 32 si evince facilmente come la zona relativa alla pianura bolognese sia una delle zone che maggiormente è stata interessata da tale fenomeno, con tassi di subsidenza compresi fra i 3,2 e i 3,5 cm/anno.

La causa maggiore della subsidenza della pianura bolognese è attribuibile alle attività di estrazione dell'acqua dal sottosuolo: alla consolidazione naturale dei terreni fini si è aggiunto anche il contributo di consolidazione dovuto all'abbassamento delle falde, che comporta un aumento delle tensioni efficaci dei terreni e di conseguenza la deformazione di questi ultimi.

Oggigiorno, tuttavia, tale fenomeno è in rallentamento grazie alla riduzione degli emungimenti idropotabili, a partire dalla seconda metà degli anni '80, e all'attivazione dal 2010 del derivatore Reno-Setta che ha permesso un maggior utilizzo delle acque superficiali.



Figura 33 Relazione emungimento acqua-subsidenza



Figura 34 Subsidenza 2011-2016

#### 3.6 Paleosuolo romano

Nel primo sottosuolo dell'area bolognese sono presenti due suoli sovrapposti la cui età è stata determinata grazie a numerosi ritrovamenti archeologici, a mirate datazioni al Carbonio 14 e all'analisi del loro grado di alterazione.

Il suolo più profondo e antico ha un'età compresa tra il Neolitico (circa 5500-3400 a.C.) e l'Eneolitico (circa 3400-2300 a.C) ed è documentato in un numero limitato di siti. Il suolo più recente ha un'età compresa tra l'età del ferro (900-200 a.C) fino alla tarda età romana (circa VI sec. d.C), di cui sono disponibili varie testimonianze. Quest'ultimo suolo è collocato a profondità comprese generalmente tra i 2 e i 5 m ed è suddiviso in due strati: l'orizzonte A, più superficiale e di spessore di circa 30 cm, caratterizzato da maggiore materiale organico che dona al terreno una colorazione scura e all'interno del quale sono stati rinvenuti maggiormente i reperti storici, e l'orizzonte B, più profondo, con un minore contenuto di materiale organico. Poiché la maggior parte dei rinvenimenti è relativa al periodo romano, tale suolo è chiamato Paleosuolo romano.

La formazione del paleosuolo romano è strettamente correlata alla natura geologica della pianura Padana: il clima mite dell'epoca, insieme alle opere di regimazione delle acque fecero sì che per un lungo periodo non si verificassero alluvioni importanti nella pianura bolognese, permettendo la formazione del suolo romano. Durante e dopo la tarda età romana l'incremento delle precipitazioni e l'assenza di manutenzione delle opere portarono a inevitabili esondazioni, con conseguente seppellimento del paleosuolo romano.



Figura 35 Morfologia del Paleosuolo Romano

La sezione tracciata in figura 36, che ripercorre la via Emilia, integra a quella già riportata nell' "Inquadramento geologico" le informazioni relative al paleosuolo romano. La profondità in cui si rinviene nel sottosuolo il paleosuolo romano dipende dallo spessore dei sedimenti che lo ricoprono ed è massima in corrispondenza delle antiche incisioni fluviali e nelle aree attualmente occupate dal Reno e dal Savena, dove in queste aree l'attività fluviale ha asportato il paleosuolo romano e tutte le evidenze archeologiche ad esso associate. Al contrario, nel centro di Bologna, il paleosuolo romano è sepolto poche decine di centimetri. La sezione mostra anche il suolo neolitico-eneolitico, presente solo in una limita zona al di sotto del centro storico della città. Un ulteriore dettaglio deducibile dalla sezione è la variazione degli alvei del fiume Reno e Savena rispetto all'epoca romana e il passaggio tra l'Olocene ed il Pleistocene (circa 10000 anni fa).



Figura 36 Sezione Geologica lungo la via Emilia



Figura 37 Legenda

## 4 CAMPAGNA D'INDAGINI

Focalizzando l'attenzione al sito di progetto, è necessario investigare il sottosuolo per definire una stratigrafia di dettaglio e determinare le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni che interagiscono con le opere. In particolare, sono state eseguite le seguenti indagini e prove:

- Due sondaggi geognostici a carotaggio continuo (P1-GEO e P2-GEO)
- Tre prove penetrometriche statiche utilizzando il piezocono, CPTu (CPTu 3, CPTu 5 e CPTu 9);
- Quattro prove penetrometriche con punta meccanica, CPT (CPT1, CPT2, CPT6 e CPT8);
- Tre prove penetrometriche dinamiche continue DPSH (DPSH4, DPSH5 e DPSH7)

Ai fini della caratterizzazione sismica del terreno sono state svolte, inoltre:

- Una prova Down Hole (DH1)
- Cinque profili HVSR (HVSR1, HVSR2, HVSR3, HVSR4, HVSR5), attraverso l'analisi dei microtremori;
- Due profili sismici MASW (MASW1, MASW2)

A tale campagna d'indagini si sono aggiunti, inoltre, due sondaggi (S1 e S2) eseguiti in una precedente campagna svolta nel 2017.

Si è reperito, inoltre, le prove di laboratorio eseguite su due campioni prelevati dai sondaggi S1 ed S2:

- Campione S1C1; prelevato a -8,50 m dal piano campagna dal sondaggio S1. Classificazione, prova di taglio diretto
- Campione S2C2; prelevato a -5,50 m dal piano campagna dal sondaggio S2. Classificazione, prova di taglio diretto e prova edometrica

La disponibilità delle cassette catalogatrici relative al sondaggio S2 ha permesso inoltre di ricavare quattro campioni di terreno per eseguire una classificazione:

- Campione C1 a -9,50 m dal p.c.
- Campione C2 a -13 m dal p.c
- Campione C3 a -17 m dal p.c.
- Campione C4 a -19,5 m dal p.c.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata nella planimetria in figura 38.



Figura 38 Planimetria con ubicazione delle prove

## **5 CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI**

La classificazione dei terreni ricopre notevole importanza non solo per il riconoscimento del terreno attraverso le sue caratteristiche granulometriche, offrendo maggior dettaglio ai sondaggi effettuati basati sul solo riconoscimento visivo, ma anche perché permette di ottenere informazioni sulle proprietà intrinseche del terreno, alle quali sono strettamente correlati alcuni parametri geotecnici di resistenza.

La classificazione del terreno, pertanto, può rivelarsi un elemento fondamentale nella progettazione geotecnica laddove non sia possibile ricorrere ad analisi di laboratorio specifiche (Prove di taglio, edometriche e triassiali) per la determinazione dei parametri di resistenza.

La classificazione dei terreni è basata su metodi standardizzati, indicati dall'ASTM (American Society Testing Materials). Di seguito vengono descritti i metodi utilizzati per la classificazione dei campioni riguardanti i terreni dell'opera trattata.

### 5.1 Analisi granulometrica

Il terreno è costituito da particelle di dimensioni e forme variabili. L'analisi granulometrica è finalizzata a separare le particelle in range di grandezza e a determinare la massa di particelle in ogni range.

Al fine di separare la parte fine da quella granulare del campione, l'ASTM suggerisce di passare per via umida il campione, precedentemente essiccato e pesato per determinare la massa secca, al setaccio ASTM 200 (apertura maglia 75  $\mu$ m). Successivamente le due parti ottenute vengono essiccate e analizzate separatamente: la parte granulare del terreno viene analizzata tramite vagliatura mentre la parte fine viene analizzata per sedimentazione.

#### 5.1.1 Analisi granulometrica per vagliatura

L'analisi granulometrica per vagliatura (o setacciatura) utilizza vagli o setacci, generalmente di forma circolare, di diametro 200 mm e altezza 5 cm, al fine di determinare la distribuzione granulometrica di particelle di diametro compreso fra i 75 mm e i 75 µm

Sieve Designation in Accordance with E11			
Alternative	Standard	Alternative	Standard
Lid		No. 10	2.00 mm
3 in.	75 mm	No. 20	850 µm
2 in.	50 mm	No. 40	425 µm
1-1/2 in.	37.5 mm	No. 60	250 µm
1 in.	25.0 mm	No. 100	150 µm
3⁄4 in.	19.0 mm	No. 140	106 µm
3∕8 in.	9.5 mm	No. 200	75 µm
No. 4	4.75 mm	Pan	

Tabella 2 Standard Setacci

L'ASTM indica due metodi di analisi, che differiscono nel numero di cifre significative registrate e nella massa minima di campione richiesta:

- Metodo A. Il passante di ogni setaccio è approssimato all'1% più vicino.
- Metodo B. Il passante è approssimato allo 0,1% più vicino.

Maximum Partic	le Size of Material nore passes)	Minimum Dry Ma	ass of Specimen,
(99 % or n		g or	kg <sup>4</sup>
Alternative	Maximum	Method A	Method B
Sieve	Particle	Results Reported	Results Reported
Designation	Size, mm	to Nearest 1 %	to Nearest 0.1 %
No. 40 No. 10 No. 4 % in. ¾ in.	0.425 2.00 4.75 9.5 19.0	50 g 50 g 75 g 165 g <sup>C</sup> 1.3 kg <sup>C</sup>	75 g 100 g 200 g <sup>B</sup> <i>p</i>
1 in. 1-½ in. 2 in. 3 in.	25.4 38.1 50.8 76.2	3 kg <sup>C</sup> 10 kg <sup>C</sup> 25 kg <sup>C</sup> 70 kg <sup>∉</sup>	D D D

La massa minima di campione necessaria all'analisi granulometrica è definita in funzione del metodo utilizzato e del valore massimo di diametro stimato della particella di terreno (Tabella 3).

Tabella	3	Masse	minime
---------	---	-------	--------

La setacciatura può essere eseguita, inoltre, per terreni con diametro massimo fino a 19,5 mm, tramite l'uso di un singolo set di setacci. Nel caso di particelle con diametro superiore a suddetto limite l'ASTM consiglia, al fine di ottenere una analisi migliore, di suddividere ulteriormente i campioni in 2 o 3 frazioni: tale modalità è detta setacciatura composita. È importante, inoltre, che il primo setaccio scelto abbia una dimensione della maglia tale da non trattenere materiale.



Figura 39 Setaccio con trattenuto

Il processo di setacciatura è eseguito per via meccanica o manuale. Per ogni setaccio viene misurata la massa di trattenuto  $t_i$  da cui viene ricavato il trattenuto cumulativo  $T_i$  e infine il passante  $P_i$ :

$$T_i = \frac{\sum t_i}{P_{tot}}$$
$$P_i = 100 - T_i$$

#### 5.1.2 Analisi granulometrica per sedimentazione

L'analisi granulometrica per sedimentazione è utilizzata per analizzare la distribuzione delle particelle fini del terreno. In particolare, permette l'analisi di particelle di diametro massimo di 75  $\mu$ m e minimo di 0,2  $\mu$ m.

L'analisi per sedimentazione è basata sulla legge di Stokes, la velocità di caduta in un fluido è proporzionale al quadrato del diametro delle particelle, pertanto particelle con dimensioni maggiori sedimenteranno prima:

$$v = \frac{d^2(\rho_s - \rho_w)g}{18\eta}$$

Dove v è la velocità di caduta, d è il diametro della particella,  $\rho_s e \rho_w$  sono rispettivamente la densità della particella solida e del fluido e  $\eta$  è la viscosità.

L'analisi viene eseguita realizzando un mix composto da 50 g di terreno secco, 5 g di sodio esametafosfato, in modo da favorire la disgregazione delle particelle, e 100 mL di acqua distillata. Il mix viene fatto riposare una notte e viene in seguito miscelato ulteriormente in un mixer per almeno 1 minuto. Il tutto viene poi trasferito in un cilindro graduato, aggiungendo acqua fino al volume di 1000 mL. Il mix viene ulteriormente miscelato ribaltando il cilindro ripetutamente.

Il cilindro graduato viene posizionato in una vasca a temperatura controllata e si avvia la fase di misurazione, con misure eseguite, a partire dal termine dell'ultima fase di miscelazione, ad 1 minuto, 2 minuti, 4 minuti, 8 minuti, 15 minuti, 30 minuti, 60 minuti, 240 minuti e 1440 minuti. L'ASTM inoltre indica la possibilità di poter effettuare anche misurazioni aggiuntive a quelle indicate per una maggiore precisione dell'analisi.



Figura 40 Aerometria
L'analisi viene eseguita mediante l'utilizzo di un densimetro, strumento che permette la misura della densità di un fluido: la densità del mix terreno-acqua, infatti, è correlata alla concentrazione delle particelle del terreno sospese, che andrà a diminuire con il processo di sedimentazione delle particelle. I densimetri utilizzabili sono il 151H, il quale misura la densità relativa del mix, ed il 152H, che misura la massa delle particelle in sospensione.

La lettura della misura della densità sul densimetro è una fase delicata. Infatti, le forze di adesione dell'acqua portano alla formazione di una concavità, detta menisco, con conseguente aumento del livello dell'acqua che rende difficoltosa la lettura della misura, la quale deve essere eseguita sul livello dell'acqua. L'ASTM propone un coefficiente di correzione per tenere conto delle misure effettuate al livello del menisco.

Terminata la fase di misura e di raccolta dati, si esegue l'elaborazione di questi ultimi. In particolare, si effettuano delle correzioni per ciascun valore di lettura (m).

-Correzione per la temperatura:

 $r_{d,m} = A - 7,784 * 10^{-6} * T_m - 4,959 * 10^{-6} * T_m^2$ ; per densimetro H151  $r_{d,m} = B - 1,248 * 10^{-2} * T_m - 7,950 * 10^{-3} * T_m^2$ , per densimetro H152

Con A e B costanti di calibrazione e  $T_m$  la temperatura ad ogni misurazione.

-Profondità effettiva (Effective depth): rappresenta lo spostamento delle particelle quando il densimetro viene inserito

$$H_m = H_{r2} + \left(\frac{H_{r1} - H_{r2}}{r_2 - r_1}\right) * \left(r_2 - r_m + C_m\right) - \left(\frac{V_{hb}}{2A_c}\right)$$

Dove  $V_{hb}$  è il volume del bulbo del densimetro,  $A_c$  è l'area della sezione del cilindro graduato,  $C_m$  è la correzione per il menisco,  $H_{ri}$  è la distanza fra il centro di spinta e il valore minimo ( $H_{r2}$ ) e massimo ( $H_{r1}$ ) possibile di lettura, come rappresentato nella figura seguente (Figura 41).



#### Figura 41 Schema H<sub>ri</sub>

La massa percentuale del terreno  $(N_m)$  viene ricavata tramite:

$$N_m = \left(\frac{G_s}{G_s - 1}\right) \left(\frac{V_{sp}}{M_d}\right) \rho_c \left(r_m - r_{d,m}\right) * 100; \text{ per densimetro H151}$$
$$N_m = 0,6226 * \left(\frac{G_s}{G_s - 1}\right) \left(\frac{V_{sp}}{M_d}\right) \left(r_m - r_{d,m}\right) * \left(\frac{100}{1000}\right); \text{ per densimetro H152}$$

Dove  $V_{sp}$  è il volume di sospensione,  $M_d$  è la massa di terreno secco,  $G_s$  è la densità relativa,  $r_m$  è il valore di lettura del densimetro.

Il diametro delle particelle in sospensione, associato ad ogni lettura, è ricavato tramite la seguente relazione:

$$D_m = \left(\sqrt{\frac{18\mu}{\rho_w g(G_s - 1)} * \frac{H_m}{t_m}}\right) * 10$$

Con  $t_m$  il tempo di misurazione.

# 5.2 Limiti di Atterberg

Il comportamento dei terreni a grana fine è fortemente influenzato dall'interazione delle particelle solide con l'acqua interstiziale. Per questi terreni è importante conoscere il contenuto d'acqua naturale il quale, però, è una grandezza variabile che non permette, quindi, una classificazione del terreno. Tuttavia, in questa tipologia di terreni si può osservare una variazione dello stato fisico al variare del contenuto d'acqua. Pertanto, il contenuto d'acqua che comporta la variazione dello stato fisico del terreno può essere un ulteriore strumento di classificazione.

I contenuti d'acqua per i quali si ha la variazione dello stato fisico del terreno vengono detti limiti di Atterberg:

- Limite liquido ( $W_L$ ); il contenuto d'acqua per il quale si ha il passaggio dallo stato liquido a quello plastico
- Limite plastico ( $W_P$ ): il contenuto d'acqua per il quale si ha il passaggio dallo stato plastico a quello semisolido
- Limite di ritiro ( $W_R$ ); il contenuto d'acqua per il quale si ha il passaggio dallo stato semisolido a quello solido

Tali limiti vengono ricavati sperimentalmente attraverso procedure standardizzate: generalmente vengono ricavati il limite liquido e plastico, che ricoprono notevole importanza non solo al fine della classificazione, ma anche perché tali limiti sono strettamente correlati alla natura mineralogica del terreno, mentre il limite di ritiro ricopre un'importanza minore.

I metodi per ricavare il limite liquido e plastico vengono eseguiti solo sulla porzione di terreno passante al setaccio n.40 (425  $\mu$ m), a dimostrazione del fatto di come tali limiti interessino i terreni più fini.

Si preleva una frazione rappresentativa del terreno, di circa 150-200 g e si prepara un campione miscelando il terreno con acqua distillata.

#### 5.2.1 Limite liquido

Il limite liquido viene determinato tramite il cucchiaio di Casagrande (Figura 42).

Si preleva parte del campione e si colloca nel cucchiaio, modellandolo con una spatola in modo tale da ricoprire più della metà della superficie del cucchiaio, con uno spessore uniforme di circa 1 cm e superficie piana.

Successivamente si esegue un solco centrale ed attraverso la manovella dello strumento viene fatto sollevare e ricadere il cucchiaio da un'altezza prefissata. Si misurano i numeri di colpi necessari per ottenere la chiusura del solco per una lunghezza di 13 mm. Chiuso il solco, parte del materiale nel cucchiaio viene asportato e pesato, dopodiché viene posto in forno ad essiccare per determinare il contenuto d'acqua. Lo strumento viene ripulito e si riesegue la prova per 3-5 volte.

Il contenuto d'acqua si ricava attraverso la seguente relazione:

$$W(\%) = M_u/M_s$$

dove  $M_u$  rappresenta la massa dell'acqua, ricavabile tramite differenza tra la massa del campione umido e quella del campione secco, e  $M_s$  è la massa secca del campione.

Il limite liquido è il contenuto d'acqua per il quale si ottiene la chiusura del solco con 25 colpi. Determinare tale valore è ovviamente difficoltoso, per questo vengono eseguite più prove per poi determinare il contenuto d'acqua del limite liquido tramite interpolazione lineare.



Figura 42 Cucchiaio di Casagrande

#### 5.2.2 Limite plastico

Si prelevano circa 20 g di terreno dal campione preparato per la determinazione del limite liquido. Si riduce il contenuto d'acqua del terreno stendendo il terreno con la spatola, fino ad ottenere una consistenza tale che il terreno non si attacchi alla mano. Si realizzano quindi, facendo rotolare il terreno tra il palmo della mano e una superficie dei bastoncini e si interrompe la prova quando il materiale, giunto allo spessore di 3,2 mm, inizia a sgretolarsi (Figura 43). Si pesa il materiale, si mette ad essiccare e si determina il contenuto d'acqua. La prova viene eseguita almeno due volte.

Il limite plastico è il valore medio di contenuto d'acqua ottenuto dai campioni.



Figura 43 Esempio interruzione della prova

### 5.2.3 Indice di plasticità

La differenza fra il limite liquido e il limite plastico viene detto indice di plasticità e rappresenta il campo in cui il terreno ha comportamento plastico:

$$IP(\%) = W_L - W_P$$

Tale parametro è importante non solo perché fornisce informazioni sulla struttura del terreno, ma anche perché da esso è possibile anticipare il comportamento meccanico del terreno attraverso correlazioni empiriche.

	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	$I_P(\%)$
Montmorillonite	300 ÷ 700	50 ÷ 100	$200\div650$
Illite	95 ÷ 120	$45 \div 60$	$50 \div 65$
Caolinite	40 ÷ 60	$25 \div 40$	$10 \div 25$

Figura 44 Relazione tra Limiti, IP e mineralogia del terreno

# 5.3 Classificazione

Una volta tracciata la curva granulometrica del terreno ed eventualmente determinato i limiti di Atterberg, si procede alla fase di classificazione del terreno.

Per la classificazione di un terreno si può ricorrere a diversi standard. In Italia i più utilizzati sono la classificazione AGI (Associazione Geotecnica Italiana) e la classificazione USCS (Unified Soil Classification System), definito dallo standard ASTM D2487, che differiscono per i limiti tra le diverse classi granulometriche.

#### 5.3.1 Classificazione USCS

Il sistema USCS classifica i terreni considerando i passanti del setaccio ASTM 200: se il passante è maggiore del 50% il terreno viene classificato come terreno a grana fine, se invece è il trattenuto ad essere maggiore del 50% allora viene classificato come terreno a grana grossa.

Il terreno a grana grossa viene classificato come ghiaia se il trattenuto al setaccio n 4 (4,75 mm) è maggiore del 50% della frazione granulare, altrimenti viene classificato come sabbia. Ulteriore dettaglio alla classificazione del terreno granulare viene aggiunto in base alla quantità di materiale fine e ricavando i coefficienti di uniformità e di curvatura, rispettivamente:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} * D_{60}}$$

Dove  $D_{60}$ ,  $D_{30}$  e  $D_{10}$  sono i diametri corrispondenti, rispettivamente, al 60%, 30% e 10% del passante.

I terreni a grana fine vengono classificati in base all'indice di plasticità e al limite liquido, tramite l'utilizzo della carta di plasticità. In base a dove si colloca il terreno nella carta, si classifica come argilla (organica OL, inorganiche a bassa plasticità CL o alta plasticità CH) o limo (inorganico ML e MH, organico OL).



Figura 45 Classificazione terreni fini

La classificazione USCS è descritta con maggiore dettaglio nella seguente tabella.

			pass 200 < 5%	Cu ≥ 4 e 1	< Cc < 3	GW	Ghiaie pulite con granulometria ben assortita miscele di ghaia e sabbia			
		e. 0	puss. 200 - 570	Cu ≥ 4 e/o Cc > 3		GP	Ghiaie pulite con granulometria poco assortita miscele fi ghiaia e sabbia			
		acci		$C_{11} \ge 4 e/o 1 \le C_{12} \le 3$	% fine ML o MI	GW-GM	Ghiaia limosa ben assortita			
~		6 Sa set 0%			% fine CL o CH	GW-GC	Ghiaia argillosa ben assortita			
SS/	%0	a > 9 to al t > 5	a > 9 to al to 5	a > 9 to al t > 5	5% <pass. 200<12%<="" td=""><td><math>Cu \le 4 e/o Cc \ge 3</math></td><td>% fine ML o MH</td><td>GP-GM</td><td>Ghiaia limosa poco assortita</td></pass.>	$Cu \le 4 e/o Cc \ge 3$	% fine ML o MH	GP-GM	Ghiaia limosa poco assortita	
RO	×	hiai enu n.4			% fine CL o CH	GP-GC	Ghiaia argillosa poco assortita			
G	200	ratt			% fine ML o MH	GM	Ghiaia limosa, miscele di ghiaia sabbia e limo			
NA	u o	9° H	pass. 200 > 12%		% fine M e C	GC-GM	Ghiaia limosa e argillosa			
X	icci				% fine CL o CH	GC	Ghiaie argillose, miscele di ghiaia, sabbia e argilla			
B	seta		pass 200 < 5%	Cu ≥ 6 e 1	< Cc < 3	SW	Sabbie pulite con granulometria ben assortita sabbie ghiaiose			
V	al		puss. 200 - 570	Cu < 6 e/o Cc > 3		SP	Sabbie pulite con granulometria poco assortita miscele di ghiaia e sabbia			
IZ	auto	ccid		$C_{\rm H} > 6 \times 1 \le C_{\rm H} \le 3$	% fine ML o MH	SW-SM	Sabbia limosa ben assortita			
RE	atter	6 Gh seta %	5% <pass. 200<12%<="" td=""><td>5%<pass, 200<12%<="" td=""><td>5%<pass. 200<12%<="" td=""><td>5%<pass. 200<12%<="" td=""><td>Cu ≥0 e 1&lt; Cc &lt; 5</td><td>% fine CL o CH</td><td>SW-SC</td><td>Sabbia argillosa ben assortita</td></pass.></td></pass.></td></pass,></td></pass.>	5% <pass, 200<12%<="" td=""><td>5%<pass. 200<12%<="" td=""><td>5%<pass. 200<12%<="" td=""><td>Cu ≥0 e 1&lt; Cc &lt; 5</td><td>% fine CL o CH</td><td>SW-SC</td><td>Sabbia argillosa ben assortita</td></pass.></td></pass.></td></pass,>	5% <pass. 200<12%<="" td=""><td>5%<pass. 200<12%<="" td=""><td>Cu ≥0 e 1&lt; Cc &lt; 5</td><td>% fine CL o CH</td><td>SW-SC</td><td>Sabbia argillosa ben assortita</td></pass.></td></pass.>	5% <pass. 200<12%<="" td=""><td>Cu ≥0 e 1&lt; Cc &lt; 5</td><td>% fine CL o CH</td><td>SW-SC</td><td>Sabbia argillosa ben assortita</td></pass.>	Cu ≥0 e 1< Cc < 5	% fine CL o CH	SW-SC	Sabbia argillosa ben assortita
ER	É	a 3	a solution	a e al • 50		Cu < 6 e/o Cc > 3	% fine ML o WI	SP-SM	Sabbia limosa poco assortita	
T		ante 4 >			% fine CL o CH	SP-SC	Sabbia argillosa poco assortita			
		% Sa Pass n.			% fine ML o MH	SM	Sabbie limose miscele di sabbia e limo			
			pass. 200 > 12%		% fine M e C	SC-SM	Sabbie limose e argillose			
					% fine CL o CH	SC	Sabbia argillose miscele di sabbia e argilla			
Ë	%			Ip > 7 sopra	Linea A	CL	Argille inorganiche di medio-bassa plasticità			
A FII	0 > 50	% 0%	Inorganico	4< Ip < 7 sop	ra Linea A	CL-ML	Argilla limosa o limo argilloso di bassa plasticità			
AN	n.20(	× -		Ip < 4 sotto Linea A		ML	Limi inorganici, limi argillosi di bassa plasticità			
R	.io	-				OH	Argille organiche di medio alta plasticità, limi organici			
A C	etaco		Transmiss	sopra Linea A		CH	Argille inorganiche di elevata plasticità			
Z	alse	%	Inorganico	sotto Liu	lea A	MH	Limi inorganici			
E	ite (	50	Organico	3010 11						
TERF	Passar	~ I w	w <sub>1</sub> (essiccato)/ w <sub>1</sub> (naturale)			OL	Limi organici argille limose organiche di bassa plasticità			

Tabella 4 Schema riassuntivo classificazione USCS

### 5.3.2 Classificazione AGI

La classificazione AGI (1990) è basata sulla sola analisi granulometrica del terreno. La classe della ghiaia è compresa tra 60 mm e 2 mm, la classe della sabbia tra 2 mm e 0,06 mm, la classe del limo tra 0,06 mm e 0,002 mm e la classe dell'argilla comprende particelle con diametri inferiore a 0,002 mm. Per ogni classe vi è un'ulteriore classificazione in fine (F), media (M) e grossa (G).

![](_page_41_Figure_4.jpeg)

![](_page_41_Figure_5.jpeg)

La classificazione permette di denominare il terreno sulla base dei passanti. Il nome del materiale è dato dalla frazione granulometrica presente in maggiore quantità. I termini successivi servono per descrivere le altre componenti e variano a seconda di quanto queste siano presenti:

- Maggiore del 25% si usa "con"
- Compreso tra il 25% e il 15% si aggiunge il suffisso "oso"
- Compreso tra il 5% e il 15% si usa "debolmente" con il suffisso "oso"
- Minore del 5% si trascura

# 5.4 Risultati dei campioni

I campioni sono stati prelevati dal sondaggio S2, effettuato nella campagna d'indagini precedente (2017) e rinvenuto in sito.

L'analisi del sondaggio permette di ottenere un primo inquadramento della stratigrafia locale.

![](_page_42_Picture_3.jpeg)

Figura 47 Sondaggio S2, 0-5 m

![](_page_42_Picture_5.jpeg)

Figura 48 Sondaggio S2, 5-10 m, Campione C1

![](_page_43_Picture_0.jpeg)

Figura 49 Sondaggio S3, 10-15 m, Campione C2

![](_page_43_Picture_2.jpeg)

Figura 50 Sondaggio S2, 15-20 m, Campioni C3 e C4

Tutti i terreni rinvenuti sono terreni a grana fine, argillosi e/o limosi, in coerenza con quanto già descritto nell' "Inquadramento Geologico", vista la posizione del sito nel centro storico di Bologna e quindi nella zona di interconoide. Si sottolinea la presenza di un tratto sabbioso posto a circa 19,5 m di profondità di cui si è prelevato un campione per l'analisi. I primi sei metri del sondaggio sono caratterizzati da terreni di riporto e terreni fini con presenza di materiale ceramico all'interno.

Si riportano di seguito i risultanti delle analisi finalizzate alla classificazione dei terreni presenti in sito.

# 5.4.1 Campione C1

L'analisi granulometrica del campione C1, prelevato ad una profondità di 9,50 m, ha prodotto i seguenti risultati:

Analisi granulometrica				
Diametro (mm)	Peso lordo(g)	Trattenuto (g)	Passante (%)	
4,75	455,14	0	100,00	S
2	405,6	0,9	99,66	e t
1	379,08	1,04	99,27	a
0,85	343,84	0,5	99,08	с
0,425	309,13	2,03	98,31	c i
0,25	301,96	1,3	97,82	а
0,18	298,39	0,96	97,45	t
0,106	275,61	3,03	96,31	u r
0,075	272,64	3,34	95,04	а
0,061			91,77	^
0,043			88,56	A
0,031			85,35	e
0,022			82,14	
0,012			72,50	- U - m
0,007			62,87	
0,004			56,44	с +
0,003			50,02	r
0,0013			40,76	
0,0009			37,55	a
0,0006			37,36	u

Tabella 5 Analisi granulometrica C1

![](_page_44_Figure_4.jpeg)

## Riportati in forma grafica:

Figura 51 Curva granulometrica C1

Il terreno	analizzato	quindi è un	terreno f	ine, co	n una	trascurab	ile qu	antità	di mater	riale g	granulare	. Il
terreno è	classificabi	ile come lim	o con arg	gilla.								

Granulare	%	4,96
Ghiaia	G %	0,34
Sabbia	S %	4,62
Fine	%	95,0
Limo	M %	49,9
Argilla	CF %	45,1

Figura 52 Tabella riassuntiva frazioni C1

Si riportano di seguito i risultati delle analisi per la determinazione dei limiti di Atterberg.

![](_page_45_Figure_4.jpeg)

Figura 53 Limiti di Atterberg

In funzione dell'indice di plasticità e del limite liquido è stata effettuata la classificazione secondo la carta di Casagrande che classifica il terreno come argilla inorganica ad elevata plasticità (CH).

![](_page_46_Figure_1.jpeg)

Figura 54 Classificazione carta di Casagrande

### 5.4.2 Campione C2

In maniera analoga si riportano i risultati delle analisi eseguite sul campione C2, prelevato alla profondità di 13 m.

Analisi granulometrica				
Diametro (mm)	Peso lordo(g)	Trattenuto (g)	Passante (%)	
4,75	455,14	0	100,00	S
2	404,72	0,02	99,99	e +
1	378,12	0,08	99,93	a
0,85	343,45	0,11	99,85	с
0,425	307,15	0,05	99,82	c i
0,25	300,76	0,1	99,75	а
0,18	297,59	0,16	99,64	t
0,106	273,79	1,21	98,80	u r
0,075	270,2	0,9	98,17	а
0,06			94,98	•
0,04			91,77	A
0,03			88,56	e
0,02			85,35	r
0,01			75,71	0 m
0,01			69,29	
0,0043			62,87	е +
0,0031			56,44	r
0,0013			47,19	i
0,0009			43,98	ч а
0,0006			43,79	a

Tabella 6 Analisi granulometrica C2

![](_page_47_Figure_0.jpeg)

#### Figura 55 Curva granulometrica C2

Granulare	%	1,83		
Ghiaia	G %	0,01		
Sabbia	S %	1,82		
Fine	%	98,2		
Limo	M %	46,4		
Argilla	CF %	51,7		
ARGILLA CON LIMO				

Tabella 7 Riassunto frazioni C2

## Il terreno è classificato come argilla con limo.

![](_page_47_Figure_5.jpeg)

Figura 56 Limite liquido

48

Limite Liquido				
N. Colpi	22		38	33
Peso lordo umido (g)	34,74	38	,02	32,31
Peso lordo asciutto (g)	33,09	35	,84	31,25
Tara (g)	29,2	29	,92	28,65
Peso netto umido (g)	5,54		8,1	3,66
Peso netto secco (g)	3,89	5,	,92	2,6
Peso acqua (g)	1,65	2	,18	1,06
Umidità (%)	42,42	42,42 36,		40,77
W LIMITE LIQUIDO (%)	42	2		
Limite Plastico				
Peso lordo umido (g)		31,28		34,96
Peso lordo asciutto (g)		30,81		34,6
Tara (g)		28,65		32,79
Peso netto umido (g)		2,63		2,17
Peso netto secco (g)		2,16		1,81
Peso acqua (g)		0,47		0,36
Umidità (%)		21,76		19,89
W LIMITE PLASTICO (%)		21		
Indice di Plasticità (%)			21	

rigura 57 Limii ai Allerberg	Figura	57	Limiti	di	Atterberg
------------------------------	--------	----	--------	----	-----------

La classificazione mediante carta di Casagrande ha prodotto un risultato coerente con l'analisi granulometrica, classificando il campione come argilla inorganica a bassa plasticità (CL).

![](_page_48_Figure_3.jpeg)

CARTA DI PLASTICITA E CLASSIFICA U.S.C.

Figura 58 Classificazione con carta di Casagrande

# 5.4.3 Campione C3

Il	campione C	C3 è stato	prelevato ad una	a profondità di 17 m.
				1

Analisi granulor	netrica			
Diametro (mm)	Peso lordo(g)	Trattenuto (g)	Passante (%)	
4,75	455,14	0	100,00	S
2	404,79	0,09	99,96	e +
1	378,26	0,22	99,86	a
0,85	343,47	0,13	99,80	с
0,425	307,64	0,54	99,55	c i
0,25	301,64	0,98	99,11	а
0,18	298,91	1,48	98,44	t
0,106	276,77	4,19	96,53	u r
0,075	272,22	2,92	95,20	а
0,06068			91,77	^
0,04342			88,56	A 0
0,03106			85,35	r
0,02246			78,93	0
0,01197			69,29	m
0,00705			62,87	e
0,00444			53,23	t
0,00320			46,81	r
0,00136			31,13	i
0,00096			31,13	а
0,00061			30,94	-

Tabella 8 Analisi granulometrica C3

![](_page_49_Figure_4.jpeg)

Figura 59 Curva granulometrica C3

Il terreno è classificato come limo con argilla.

Granulare	%	4,8		
Ghiaia	G %	0,04		
Sabbia	S %	4,76		
Fine	%	95,2		
Limo	M %	57,0		
Argilla	CF %	38,2		
LIMO CON ARGILLA				

Tabella 9 Riassunto frazioni C3

![](_page_50_Figure_2.jpeg)

Limite Liquido					
N. Colpi		33		44	
Peso lordo umido (g) 3		34,28		38,22	
Peso lordo asciutto (g)	33,29	32,5		35,96	
Tara (g)		28,78		31,16	
Peso netto umido (g)	4,41	5,5		7,06	
Peso netto secco (g)	2,98	3,72		4,8	
Peso acqua (g)		1,78		2,26	
Umidità (%)		47,85		47,08	
W LIMITE LIQUIDO (%)					
Limite Plastico					
Peso lordo umido (g)		34,15		32,82	
Peso lordo asciutto (g)		33,72		32,47	
Tara (g)		31,68		30,72	
Peso netto umido (g)		2,47		2,1	
Peso netto secco (g)		2,04		1,75	
Peso acqua (g)		0,43		0,35	
Umidità (%)		21,08		20,00	
W LIMITE PLASTICO (%)		21			
Indice Plasticità			27	,	

Figura 60 Limiti di Atterberg C3

Si riporta di seguito la classificazione tramite carta di Casagrande

![](_page_51_Figure_1.jpeg)

Figura 61 Classificazione carta di Casagrande C3

### 5.4.4 Campione C4

Il campione C4 è stato prelevato ad una profondità di 19,5 m. Vista l'apparente natura granulare del terreno e la quantità ridotta di materiale disponibile, per tale campione è stata eseguita la sola analisi granulometrica, che ha classificato il terreno come "Limo con Argilla debolmente ghiaioso debolmente sabbioso".

Analisi granulor	netrica			
Diametro (mm)	Peso lordo(g)	Trattenuto (g)	Passante (%)	
11,2	464,47	0	100,00	c
4,75	467,52	12,38	91,04	e
2	411,42	6,72	86,17	t
1	381,52	3,48	83,65	a
0,85	344,21	0,87	83,02	c
0,425	310,22	3,12	80,76	i
0,25	303,54	2,88	78,68	a t
0,18	299,3	1,87	77,32	u
0,106	275,63	3,05	75,12	r
0,075	271,4	2,1	73,60	а
0,0649			72,69	
0,0459			72,69	A
0,0328			69,48	e
0,0234			66,27	r
0,0125			56,63	0
0,0074			47,00	m
0,0046			40,39	e +
0,0033			37,17	( ,
0,0014			27,92	i
0,0010			28,11	1
0,0006			27,73	d

Tabella 10 Analisi granulometrica C4

![](_page_52_Figure_0.jpeg)

Figura 62 Curva granulometrica C4

Granulare	%	26,4		
Ghiaia	G %	13,83		
Sabbia	S %	12,58		
Fine	%	73,6		
Limo	Μ%	41,7		
Argilla	CF %	31,9		
LIMO CON ARGILLA DEBOLMENTE SABBIOSO DEBOLMENTE GHIAIOSO				

Tabella 11 Riassunto frazioni C4

# <u>6 MODELLO STRATIGRAFICO DEL SOTTOSUOLO E</u> <u>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</u>

Per la definizione del modello stratigrafico e, in particolar modo, per la caratterizzazione geotecnica dei terreni si è fatto riferimento maggiormente alle prove CPTu e alle prove CPT. Per la definizione del modello stratigrafico si è fatto riferimento al sondaggio S2 reperito in sito ed ai sondaggi P1-GEO e P2-GEO dei quali era disponibile la documentazione fotografica. Le prove DPSH non sono state considerate in quanto non idonee alla determinazione dei parametri geotecnici dei terreni coesivi,

Oltre a tali prove si è fatto riferimento alle già citate prove di laboratorio (Prova di taglio e prova edometrica) eseguite sui campioni della campagna d'indagine del 2017 e ai dati presenti in letteratura. Uno dei maggiori limiti delle prove penetrometriche, infatti, è l'impossibilità di determinare i parametri di resistenza in tensioni efficaci dei terreni coesivi.

# 6.1 Descrizione prove in sito e di laboratorio utilizzate

La prova penetrometrica statica di tipo elettrico con piezocono (CPTu) consiste nello spingere verticalmente nel terreno a velocità costante (v = 2 cm/s), una punta conica di dimensioni standard (diametro 35,7 mm e angolo di apertura 60°) misurando la resistenza alla punta ( $q_c$ ) e lo sforzo tangenziale laterale ( $f_s$ ) in modo fra loro indipendente con trasduttori elettrici che inviano un segnale ad una centralina posta in superficie. La punta elettrica è inoltre munita di un setto poroso cosicché è possibile misurare le pressioni interstiziali generate durante l'avanzamento. Tale prova è la prova in sito fondamentale per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei terreni incoerenti, ma consente anche la stima dei moduli elastici del terreno, della coesione non drenata dei terreni coesivi e della stratigrafia del deposito attraverso le numerose correlazioni empiriche presenti in letteratura. La prova CPT è analoga alla prova CPTu, la cui unica differenza è l'assenza del setto poroso: con tale strumento, quindi, la misura è limitata alla sola resistenza alla punta e alla resistenza laterale.

La prova edometrica viene condotta applicando una sequenza di carichi in progressione ad un provino cilindrico di dimensioni standard (D=6 cm e h=2 cm) contenuto lateralmente da un anello, in modo che le deformazioni avvengano solo in direzione verticale. Il provino, inoltre, è immerso in acqua in modo tale da mantenere il provino saturo. Il programma di carico prevede il mantenimento della forza applicata per un intervallo di tempo costante (generalmente 24 ore) al termine del quale viene misurato l'abbassamento del provino ed il carico viene raddoppiato. Tale prova permette di determinare le caratteristiche di deformabilità del terreno.

![](_page_53_Figure_6.jpeg)

Figura 63 Prova edometrica

La prova di taglio diretto è una prova di rottura finalizzata a determinare le caratteristiche di resistenza del terreno. Consiste in un provino (di dimensione 6 cm x 6 cm x 2 cm) compreso tra due pietre porose e collocato in un sistema costituito da due contenitori a sezione quadrata. La scatola di prova è completamente immersa in acqua in modo da evitare l'insorgere di pressioni interstiziali negative. L'intera vasca è libera di scorrere sul piano orizzontale grazie ad un motore, mentre la semi-scatola superiore è bloccata da un braccio meccanico collegato ad un anello dinamometrico, posizionato in asse con il piano di rottura. La prova è suddivisa in due fasi: nella prima si impone una compressione assiale e si misura l'abbassamento di quest'ultimo, nella seconda fase si impone lo spostamento orizzontale e si misura lo sforzo di taglio.

![](_page_54_Figure_1.jpeg)

Figura 64 Prova di taglio diretto

# 6.2 Modello stratigrafico del sottosuolo

Una prima analisi possibile dalle prove penetrometriche è il veloce riconoscimento stratigrafico attraverso i soli valori di misura di resistenza alla punta. Generalmente a valori bassi di resistenza alla punta corrispondono terreni fini e, viceversa, a valori alti corrispondono terreni incoerenti, come ben rappresentato, a titolo di esempio, nella figura successiva (Figura 65)

![](_page_54_Figure_5.jpeg)

Figura 65 Esempio riconoscimento stratigrafico in base a q<sub>c</sub>

![](_page_55_Figure_0.jpeg)

Si riportano di seguito i valori di resistenza alla punta ottenuti per le tre CPTu eseguite nella campagna d'indagine che ha interessato l'opera.

L'analisi delle resistenze alla punta delle tre CPTu evidenzia una certa omogeneità dei terreni essendo assenti variazioni notevoli di valori; gli unici picchi che si riscontrano sono limitati nella parte iniziale relativa al terreno di riporto superficiale. I bassi valori di resistenza (massimo superiori a due Mpa) permettono di individuare la natura coesiva dei terreni nell'area d'indagine. Un ulteriore conferma può essere ottenuta confrontando i valori di pressione u<sub>2</sub> misurate dallo strumento con i valori di pressione idrostatica calcolata manualmente.

![](_page_56_Figure_0.jpeg)

Figura 66 Pressione idrostatica e sovrapressioni CPTu

I terreni fini, infatti, presentano valori di sovrappressione maggiori di quelli idrostatici. Tale comportamento è dovuto alla bassa permeabilità di questi terreni, che comporta tempi lunghi per la dissipazione degli incrementi di pressione interstiziale dovuti alla penetrazione della punta, mentre nei terreni granulari vengono dissipati istantaneamente. Come si evince dalla figura 67 le sovrappressioni sono sempre maggiori della pressione idrostatica.

Risultati analoghi sono stati ottenuti tramite le CPT, con valori medi di qc di circa 30 kg/cm<sup>2</sup> (=3 MPa).

![](_page_56_Figure_4.jpeg)

Figura 67 Resistenze alla punta CPT

Attraverso l'elaborazione dei risultati delle prove CPT, si possono ottenere informazioni sulla stratigrafia del terreno mediante l'utilizzo della carta di Schmertmann, che mette in relazione la resistenza alla punta con un parametro adimensionale dato dal rapporto fra la resistenza laterale e la resistenza alla punta. In base a dove i punti si collocano nella carta, suddivisa in zone, è possibile individuare le tipologie di terreno. Come si evince dalla figura 69 che riporta la posizione dei punti rappresentativi dei terreni attraversati con le prove, secondo questo metodo di classificazione, risulta che nel sito di progetto è presente un deposito essenzialmente di natura coesiva, con una componente più sabbiosa per le verticali penetrometriche CPT1 e in modo meno pronunciato CPT2.

![](_page_57_Figure_1.jpeg)

Figura 68 Classificazione con carta di Schmertmann

Una classificazione di maggiore dettaglio può essere effettuata per le prove penetrometriche con piezocono, secondo i metodi indicati da Robertson.

Si fa riferimento per quanto riguarda la resistenza alla punta, anche al fine di valutare i parametri di resistenza dei terreni tramite correlazioni empiriche, ad un valore corretto, ottenibile tramite:

$$q_t = qc + u_2(1 - a_n)$$

Dove  $u_2$  è la pressione nei pori in penetrazione in corrispondenza della parte cilindrica del cono,  $a_n$  è il rapporto fra le aree.

Si calcolano, inoltre, dei parametri normalizzati allo stato tensionale litostatico del terreno:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{\nu 0}}{\sigma'_{\nu 0}}; F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{\nu 0}}; B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{\nu 0}}$$

Dove  $\sigma_{\nu 0} e \sigma'_{\nu 0}$  rappresentano, rispettivamente, le tensioni verticali totali ed efficaci.

Tali parametri vengono poi utilizzati per calcolare l'indice di comportamento I<sub>C</sub>:

$$I_C = \sqrt{(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 - \log F)^2}$$

Attraverso tale indice è possibile classificare il terreno in base ai range indicati dall'autore in figura 56.

Robertson e Wride (1993)						
Classificazi one del terreno	Terreni organici	Argille	Terreni a matrice limosa	Terreni a matrice sabbiosa	Sabbie	Sabbie ghiaie
Valore di Ic	lc>3,60	2,95 <lc<3, 60</lc<3, 	2,60 < lc < 2,95	2,05 < lc < 2,60	1,31 < lc < 2,05	lc < 1,31

Figura 69 Classificazione di Robertson e Wride

La classificazione sulla base dell'Indice di consistenza del terreno conferma nuovamente la natura coesiva dei terreni dell'area d'indagine.

I valori di indice di consistenza si collocano tutti nell'area compresa fra i valori 2,60 e 3,60, individuando, quindi, un'alternanza di terreni limosi e argillosi, in linea con quanto detto nell'inquadramento geologico.

![](_page_58_Figure_5.jpeg)

Il sondaggio S2, riportato nelle figure 40-43, ha permesso di inquadrare la seguente sequenza stratigrafica:

- Da p.c a -4,5 m: depositi antropici
- Da -4,5 m a -9 m: limo argilloso
- Da -9 m a -13,5 m: argilla limosa
- Da -13,5 m a -19 m: limo argilloso
- Da 19 m a 20 m: sabbia limosa

I campioni prelevati da tale sondaggio sono stati classificati come:

- Campione C1(- 9,5 m): Limo con Argilla
- Campione C2 (-13 m): Argilla con Limo
- Campione C3 (-17 m): Limo con Argilla
- Campione C4 (-19,5 m): Limo con Argilla debolmente sabbioso e debolmente ghiaioso

Il campione C4 ha permesso di classificare il terreno apparentemente incoerente individuato nel sondaggio come "Limo con argilla debolmente sabbioso e debolmente ghiaioso", confermando la natura coesiva dei terreni anche oltre profondità maggiori da quelle interessate dalle prove penetrometriche.

Si aggiungono inoltre i due campioni prelevati nella precedente campagna d'indagine del 2017, denominati S1C1 e S2C2, rispettivamente a 8,5 m e 5,5 m, classificati entrambi come "Limo con Argilla".

Le indagini geognostiche P1- GEO e P2-GEO, inoltre, permettono un ottimo inquadramento di quello che è il deposito superficiale antropico, caratterizzato nei primi metri da materiale di riporto e successivamente da limi e argille con intercalazioni di materiale ceramico (Figura 73 e Figura 74).

Il campione P1-GEO ha permesso di individuare la seguente successione stratigrafica:

- Da p.c a -5 m: depositi antropici
- Da -5 m a -8 m: limo argilloso
- Da -8 m a -10 m: argilla limosa

Il campione P2-GEO ha permesso di individuare la seguente successione stratigrafica:

- Da p.c a -4,5 m: depositi antropici
- Da -4,5 m a -8 m: limo argilloso
- Da -8 m a -9 m: argilla limosa
- Da -9 a -8 m: limo argilloso

![](_page_60_Picture_0.jpeg)

Figura 71 Sondaggio P1-GEO

![](_page_60_Picture_2.jpeg)

Figura 72 P2-GEO

Sulla base dei campioni analizzati, delle indagini in sito e dei dati reperiti dalla precedente campagna di indagine, si sono individuati quattro unità stratigrafiche (Figura 72):

- Depositi antropici: da p.c. a -5m
- Limo con Argilla A: da -5 m a -10 m
- Argilla con Limo: da -10 m a -13 m
- Limo con Argilla B: da -13 m

![](_page_61_Figure_5.jpeg)

Figura 73 Confronto modello stratigrafico- sondaggi

# 6.3 Caratteristiche geotecniche

## 6.3.1 Peso di volume

Dalle CPTu, attraverso i parametri  $Q_t e F_{S_s}$  è possibile ricavare il peso di volume degli strati individuati utilizzando la carta di Robertson. La carta è suddivisa in nove zone che rappresentano i seguenti terreni:

1.Terreno sensitivo a grana fine.
2.Terreno organico, torba.
3. Argille: Da argille ad argille limose.
4. Limi. Da limi argillosi a argille limose.
5. Sabbie. Da sabbie limose a limi sabbiosi.
6. Sabbie. Da sabbie pulite a sabbie limose.
7. Da sabbie ghiaiose a sabbie.
8. Da sabbie molto dense a sabbie argillose fortemente sovraconsolidate o cementate.
9. Materiali fini granulari molto duri, fortemente sovraconsolidati o cementate

Tabella 12 Terreni della carta di Robertson

In base alla zona dove si collocano i valori di Qt e Fs è possibile eseguire una stima approssimata del peso di volume dei terreni attraverso la tabella riportata dall'autore, oltre ad un'ulteriore conferma della stratigrafia del sito (Figura 76).

Zona	Peso di volume approssimato (kN/m <sup>3</sup> )
1	17,5
2	12,5
3	17,5
4	18
5	18
6	18
7	18,5
8	19
9	19,5
10	20
11	20,5
12	19

Figura 74 Peso di volume delle zone della carta

Per quanto riguarda le tre CPTu eseguite, i valori si collocano tutti in zona 3, leggermente in zona 4. Pertanto, si può considerare un valore di peso di volume pari a 17,5 kN/m<sup>3</sup> per tutti le unità stratigrafiche individuate.

![](_page_62_Figure_4.jpeg)

Figura 75 Carta di Robertson

Dalle analisi di laboratorio eseguite sui campioni S1C1 e S2C2, appartenenti all'unità stratigrafica "Limo con Argilla A", risulta invece un peso di volume pari a 19,5 kN/m<sup>3</sup>.

#### 6.3.2 OCR

Si è ricavato il rapporto di sovraconsolidazione tramite la seguente relazione:

$$OCR = 0.37 * [(q_c - \sigma_v) / \sigma'_v]^{1.01}$$

Dove  $\sigma_v e \sigma'_v$  rappresentano rispettivamente le tensioni totali verticali e le tensioni efficaci verticali.

![](_page_63_Figure_4.jpeg)

Figura 76 OCR CPTu

In figura 63 si possono osservare gli alti valori di OCR che caratterizzano i terreni analizzati e che quindi identificano i terreni come sovraconsolidati. Tale sovraconsolidazione è dovuta alle variazioni del livello della falda superficiale (Darini et al., Marchi et al.)

Per il campione S2C2 (-5,5 m dal piano campagna) è stato possibile ricavare il grado di sovraconsolidazione tramite i risultati della prova edometrica. Si è ricavato il valore di pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  tramite la costruzione grafica di Casagrande (Figura 78):

- Si identifica il tratto rettilineo normalconsolidato (Retta rossa)
- Si identifica il punto di massima curvatura e si traccia una retta tangente (Retta verde) e una orizzontale (Retta magenta); si identifica l'angolo tra le due rette
- Si traccia la retta bisettrice all'angolo (Retta nera)
- Il punto d'intersezione tra la retta bisettrice all'angolo e la retta del tratto normalconsolidato fornisce la pressione di preconsolidazione

Il valore di tensione di preconsolidazione è uguale a 280 kPa. Considerando un peso di volume del terreno di 19,5 kN/m<sup>3</sup>, ottenuto dalle prove eseguite sul medesimo campione, e il livello della falda posto a -4 m dal piano campagna, la tensione verticale efficace è:

$$\sigma'_{v} = 19,5 * 5,5 - 10 * 1,5 = 92 \frac{kN}{m^{2}} = 92 \ kPa$$
$$OCR = \frac{280}{92} = 3$$

![](_page_64_Figure_0.jpeg)

![](_page_64_Figure_1.jpeg)

Figura 77 Risultati prova edometrica e costruzione di Casagrande

## 6.3.3 Coesione non drenata (C<sub>u</sub>)

La coesione non drenata è ricavata dai dati delle CPTu tramite:

$$c_u = (q_t - \sigma_v)/N_k$$
$$N_k = 10,50 + 7 * \log (F_r)$$

Alle unità individuate sono associati i seguenti valori di coesione non drenata (Figura 79):

- Depositi antropici: 80 kPa
- Limo con Argilla A: 100 kPa
- Argilla con Limo: 90 kPa
- Limo con Argilla B: 130 kPa

La coesione non drenata è stata ricavata anche dalle prove CPT, in maniera analoga alle CPTu e ponendo  $N_k=20$ 

Sulla base delle CPT alle unità individuate sono associati i seguenti valori di coesione non drenata (Figura 80):

- Depositi antropici: 140 kPa
- Limo con Argilla A: 80 kPa
- Argilla con Limo: 80 kPa
- Limo con Argilla B: 130 kPa

![](_page_65_Figure_0.jpeg)

Figura 78 Coesione non drenata-CPTu

![](_page_65_Figure_2.jpeg)

Figura 79 Coesione non drenata CPT

### 6.3.4 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci

Per la determinazione delle caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci si è fatto riferimento alle prove di taglio dirette eseguite nella campagna precedente sui campioni S1C1 e S2C2. La natura sovraconsolidata dei terreni, infatti, non permette di individuare tali parametri sfruttando i legami tra indice di plasticità, e quindi mineralogia, e le caratteristiche meccaniche efficaci che risultano, per tale tipologia di terreni, correlati alla sola storia tensionale (Stress history) del terreno. Si riportano di seguito gli inviluppi di rottura dei due campioni (Figura 81 e Figura 82).

![](_page_66_Figure_2.jpeg)

Figura 80 Prova di taglio diretta-Campione S1C1

![](_page_66_Figure_4.jpeg)

Figura 81 Prova di taglio diretto-Campione S2C2

Per entrambe le prove si è individuato per l'unità "Limo con Argilla A":

- Coesione drenata (c') = 13 kPa
- Angolo d'attrito ( $\phi$ ') = 22°

Per le altre unità non sono disponibili ulteriori prove di laboratorio e pertanto si è dovuto ricorrere a parametri riportati in letteratura. Nell'articolo "Il territorio di pianura del Comune di Bologna: aspetti geologici e geotecnici (Elmi et al., 1984) gli autori indicano per i limi e le argille della pianura di Bologna valori di c' compresi tra i 13 kPa e i 57 kPa, con valori medi di 24 kPa, e valori di  $\phi$ ' compresi tra i 12° e i 24°, con valori medi di 15°.

#### 6.3.5 Moduli operativi

La rigidezza del terreno dipende dal livello di deformazione. In particolare, al crescere delle deformazioni le caratteristiche elastiche del terreno diminuiscono drasticamente (Figura 83, Mair). Visto tale comportamento è necessario associare i moduli elastici ad una certa deformazione, distinguendo in particolare tra moduli a piccole e a grandi deformazioni.

![](_page_67_Figure_3.jpeg)

Figura 82 Decadimento rigidezza in funzione della deformazione

È stato ricavato il modulo elastico associato ad una mobilitazione della resistenza pari al 25% ( $E'_{25}$ ) utilizzando la relazione di Robertson per argille sovraconsolidate e con indice di plasticità minore di trenta:

$$E'_{25} = (100c_u) * OCR^{\frac{1}{2}}$$

Sulla base dei risultati ottenuti (Figura 85), alle unità individuate sono associati i seguenti valori:

- Depositi antropici: 20 MPa
- Limo con Argilla A: 30 MPa
- Argilla con Limo: 20 MPa
- Limo con Argilla B: 30 MPa

I moduli edometrici M sono stati ricavati dalla relazione di Robertson:

$$M = \alpha_M * (q_t - \sigma'_v)$$

Dove  $\alpha_M$ , per terreni a grana fine ( $I_C > 2.2$ ), è pari a  $Q_t$  quando  $Q_t < 14$ , pari a 14 quando  $Q_t > 14$ .

Sulla base dei risultati ottenuti (Figura 85), alle unità individuate sono associati i seguenti valori di modulo edometrico (M):

- Depositi antropici: 18 MPa
- Limo con Argilla A: 20 MPa
- Argilla con Limo: 14 MPa

• Limo con Argilla B: 20 Mpa

![](_page_68_Figure_1.jpeg)

![](_page_68_Figure_2.jpeg)

Figura 84 M-CPTu

La prova edometrica, eseguita sul campione S2C2 prelevato all'interno dell'unità "Limo con Argilla A", ha individuato i seguenti valori di modulo edometrico associati ai vari intervalli di tensione:

- M(50-100 kPa): 18 MPa
- M(100-400 kPa): 11 MPa
- M(400-800 kPa): 15 MPa
- M(800-1000 kPa): 21 MPa

![](_page_69_Figure_5.jpeg)

Figura 85 Prova edometrica

Il modulo di rigidezza a piccole deformazioni  $G_0$  è stato ricavato tramite:

$$G_0 = 0.0188 * 10^{(0.55*Ic+1.68)} * (q_t - \sigma'_v)$$

I valori associati alle unità (Figura 87) sono:

- Depositi antropici: 40 MPa
- Limo con Argilla A: 60 MPa
- Argilla con Limo: 60 MPa
- Limo con Argilla B: 80 MPa

#### 6.3.6 Onde sismiche di taglio

Le onde sismiche di taglio Vs sono state ricavate tramite la relazione di Robertson:

$$V_{s} = \left[10^{(0,55*I_{c}+1,68)} * \frac{(q_{t} - \sigma'_{\nu})}{p_{a}}\right]^{0,5}$$

- Depositi antropici :150 m/s
- Limo con Argilla A: 180 m/s
- Argilla con Limo: 180 m/s
- Limo con Argilla B: 200 m/s

![](_page_70_Figure_0.jpeg)

Figura 87 Vs CPTu

# 6.4 Quadro sinottico della caratterizzazione geotecnica

Si riporta di seguito una tabella riepilogativa dei vari parametri ricavati dalle prove.

A Corporation of the second se			Depositi antropici	Limo con Argilla A	Argilla con limo	Limo con Argilla B
Spessore		(m)	0-5	5-10	10-13	13-15
Poso di volumo	СРТи	γ (kN/m³)	17,5	17,5	17,5	17,5
Peso di volume	Laboratorio	γ (kN/m³)		19,5		
Limite liquido	Laboratorio	W <sub>L</sub> (%)		51	42	48
Indice di plasticità	Laboratorio	lp (%)		29	21	27
	СРТи	c <sub>u</sub> (kN/m²)	80	100	90	130
Parametri di resistenza (1.1)	СРТ	c <sub>u</sub> (kN/m²)	140	80	80	130
	Laboratorio	c' (kN/m²)		13		
Parametri di resistenza (T.F)	Da letteratura	c' (kN/m2)	13-57	13-57	13-57	13-57
	Laboratorio	φ' (°)		22		
	Da letteratura	φ' (°)	12-24	12-24	12-24	12-24
	СРТи	G (MPa)	40	60	60	80
	СРТи	E' <sub>25%</sub> (MPa)	20	30	20	30
	СРТи	M (MPa)	18	20	14	20
Moduli operativi	Laboratorio (σ' <sub>v</sub> =50-100 kPa)	M (MPa)		18		
	Laboratorio (ơ' <sub>v</sub> =100-400 kPa)	M (MPa)		11		
	Laboratorio (ơ' <sub>v</sub> =400-800 kPa)	M (MPa)		15		
	Laboratorio (σ' <sub>v</sub> =800-1000 kPa)	M (MPa)		21		
Pressione di preconsolidazione	Laboratorio	σ' <sub>p</sub> (kPa)		280		
OCR	СРТи	OCR	5	4	5	4
	Laboratorio	OCR		3		
Indice dei vuoti iniziale	Laboratorio	e		0,7		

Tabella 13 Tabella Parametri Ggeotecnici

Il livello della falda è stabilito sulla base dei valori dei livelli di soggiacenza della falda superficiale misurati nel centro storico e riportati nel modello geologico. Tenendo conto delle variazioni misurate, dell'ordine di un metro, cautelativamente si è posizionato il livello della falda ad una quota di -4 m dal piano campagna.

![](_page_71_Figure_5.jpeg)

Figura 88 Modello del sottosuolo sezione C-C'
# 6 MODELLO GEOTECNICO

La definizione del modello geotecnico, utilizzato nelle fasi di calcolo e di verifica degli elementi interessati dal progetto, non è basata sulla sola successione stratigrafica dei terreni che caratterizzano il sottosuolo, ma tiene conto delle varie fasi di progetto dell'opera e dei carichi agenti, elementi che influenzano anche la scelta dei parametri di progetto

## 6.1 Fasi di progetto

Si è preliminarmente, pertanto, analizzato le varie fasi che interessano la realizzazione dell'opera, in modo tale da individuare le condizioni che necessitano di verifica.

Terminata la fase di demolizione degli edifici esistenti, la prima fase prevede la realizzazione della paratia di pali trivellati, in modo tale da contenere il terreno al di sotto del muro storico e degli edifici adiacenti all'opera al lato esti e alla strada al lato sud dell'opera durante la fase di scavo successiva.



Figura 89 Fase 1 Realizzazione paratia

Terminata la realizzazione della paratia, si procede alla realizzazione dello scavo (Fase 2). Da notare in questa fase il livello della falda (-4 m dal p.c.), leggermente superiore alla quota dello scavo (-4,10 m dal p.c.), che potrebbe comportare fenomeni di filtrazione.



Figura 90 Fase 2 Realizzazione dello scavo

Segue la fase di realizzazione dei micropali (Fase 3). Terminata la realizzazione dei micropali, si procede alla realizzazione della platea di fondazione e al collegamento di quest'ultima con la paratia di pali (Fase 4) e la successiva conclusione dell'opera (Fase 5).











Figura 93 Fase finale

Nella fase due deve essere garantito l'equilibrio della paratia di pali, che in questa fase lavora a sbalzo. La presenza di un gradiente idraulico, seppure basso, può comportare inoltre fenomeni di filtrazione, implicando la necessità di prevedere un sistema di aggottamento dell'acqua per mantenere lo scavo asciutto. La realizzazione di scavi in contesti urbani può comportare danni agli edifici adiacenti, pertanto è importante valutare eventuali spostamenti della paratia in questa fase, e gli effetti di tali spostamenti sugli edifici.

Nella fase finale invece, sono necessarie le verifiche classiche di capacità portante delle fondazioni, oltre alla valutazione dei cedimenti. Poiché i micropali non si intestano in una formazione rigida, è ipotizzabile che anche la platea sviluppi reazioni del terreno e pertanto è necessaria una verifica di capacità portante anche per quest'ultima. In questa fase la paratia risulta collegata alla platea e al solettone del piano terra, rendendo necessaria un'ulteriore verifica della paratia in tale condizione. Il collegamento alla platea, inoltre, potrebbe implicare la trasmissione dei carichi dell'edificio anche sui pali della paratia.

## 6.2 Analisi dei carichi

Le sollecitazioni trasmesse al terreno dalla platea sono state ricavate dall'analisi dinamica lineare eseguita sul modello globale, tramite il software CDS. Tali sollecitazioni sono rappresentate in alcune immagini schematiche (Figura 95 e figura 96) che rappresentano la condizione statica e la condizione sismica, che comporta la maggiore sollecitazione. Come si evince dalle figure, i valori di picco di pressione agente sul terreno sono limitati ad alcune aree di estensione contenuta, la cui posizione nella platea varia a seconda della direzione del sisma. Pertanto, si è ritenuto idoneo considerare una pressione trasmessa dalla platea pari a 0,2 kg/cm<sup>2</sup> (20 kN/m<sup>2</sup>) quale valore medio riepilogativo sia della condizione statica sia sismica, che rappresenta adeguatamente e cautelativamente il valore di pressione che generalmente la platea trasmette al terreno.



Figura 94 Sollecitazioni terreno Combinazione statica



Figura 95 Combinazione sismica

Visto il collegamento della platea con la paratia di pali, si è ritenuto cautelativo considerare che parte dei carichi dell'edificio vengano trasmessi anche ai pali della paratia. La condizione di maggiore carico si determina in corrispondenza dello spigolo sud-est; la combinazione dove si genera il massimo valore di carico è rappresentata da una combinazione sismica con direzione del sisma prevalente secondo la direzione x (parallela alla paratia). Il valore massimo risulta pari a 10 kg/cm<sup>2</sup> ( $\cong 100 \text{ kN/m}^2$ ).



Figura 96 Pressioni Paratia

Dal software, inoltre, è stata ricavata la sollecitazione di compressione massima agente sui micropali:

	IDENTIF	ICATIVO	C	CARICO LUNGO L'ASSE DEL PALO				
Crit	Tipo	Fi	Int	Cm	Qes			
N.	Elem	cm	cm	as	t			
3	TRAV	24	200	52	67,6			

Pertanto, il carico massimo agente sul singolo micropalo è di 68 t (≅ 680 kN).

È da sottolineare che questi carichi, poiché provenienti da una analisi eseguita sul modello globale, tengono già conto dei coefficienti di combinazione degli Stati Limite e rappresentano, quindi, le combinazioni che comportano maggiore carico sugli elementi di progetto.

Per i carichi a tergo della paratia è stato assunto il valore di 9 kN/m<sup>2</sup> che costituisce il valore massimo dei carichi stradali riportato al cap. 5 delle NTC2018, applicato per 5 metri a tergo della paratia. Tale valore appare anche idoneo a considerare, sul lato est, la presenza dei fabbricati costruiti in continuità con il muro di confine. Tale carico viene trattato come permanente non strutturale.

## 6.3 Modello geotecnico

Sulla base di quanto osservato precedentemente sono stati realizzati tre modelli geotecnici.

Il primo modello è finalizzato all'analisi della fase di scavo e dell'equilibrio della paratia a sbalzo, tenendo conto dei sovraccarichi a tergo di essa dovuti al traffico stradale (lato sud), al muro storico e agli edifici adiacenti ad essi (lato est), assunti pari a 9 kN/m<sup>2</sup>.



Il secondo modello è finalizzato all'analisi della paratia a fine costruzione. Per simulare il vincolo offerto dal collegamento con la platea e con il solettone del piano terra si sono introdotti due tiranti di ancoraggio fittizi.



Il terzo modello è finalizzato alle verifiche di capacità portante degli elementi di fondazione. Per il carico trasmesso dalla platea è assunto pari a 200 kN/m<sup>2</sup>, il carico sui pali 680 kN ed il carico sui pali della paratia pari a 10 kN/m<sup>2</sup>.

		Platea s: 60 cm												
57 mt	Modello G	Geotecnico 3				/	/	25	00	6	680 k	۲N	[	100 kN/m2
	Depositi antropici	c <sub>i</sub> =80 kPa γ=17,5 kN/m <sup>3</sup>	E' <sub>25%</sub> =20 MPa OCR=5 M=18 MPa				20	kN/r	n2				$\prod$	Paratia di pali trivellati D= 60 cm L= 12 m
-5	Limo con Argilla A	c <sub>u</sub> =100 kPa γ=19,5 kN/m <sup>3</sup> OCR=4	, c'=13 kPa E' <sub>25%</sub> =30 MPa φ'=22° M=20 MPa											Magrone s: 5 cm
-10	Argilla con Limo	c <sub>o</sub> =90 kPa γ=17,5 kN/m <sup>3</sup>	E' <sub>25%</sub> =20 MPa_OCR=5 M=14 MPa											
-15	Limo con Argilla B	c <sub>u</sub> =130 kPa γ=17,5 kN/m <sup>3</sup>	E' <sub>25%</sub> =30 MPa_OCR=4 M=20 MPa	I								Η		Mircopali D= 20 cm
-20														L-12 III

# 7. VERIFICA DEGLI ELEMENTI

## 7.1 Quadro normativo

Il progetto deve rispettare il contenuto del decreto del Ministero delle Infrastrutture 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" (G.U. 20/02/2018). La normativa prevede che la sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto.

Le opere devono soddisfare i seguenti requisiti per le azioni statiche:

- Sicurezza nei confronti di Stati limite Ultimi (SLU)
- Sicurezza nei confronti di Stati limite d'Esercizio (SLE)

Per le azioni sismiche, gli stati limite vengono indicati come:

- Sicurezza nei confronti di Stati limite di salvaguardia della vita (SLV)
- Sicurezza nei confronti di Stati limite di danno (SLD)

### 7.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per ogni stato limite ultimo previsto per l'opera, va verificato che:

$$R_D \geq E_D$$

Le NTC2018, nel capitolo 6 "Progettazione Geotecnica" indicano gli approcci per la verifica e i coefficienti da adottare su azioni, resistenze e caratteristiche dei materiali (terreni) a seconda dell'approccio.

#### 7.1.2 Approcci e combinazioni utilizzate

La verifica geotecnica delle opere prevede l'utilizzo di coefficienti per l'amplificazione delle azioni (A) e la riduzione dei parametri geotecnici (M) e delle resistenze (R), nello schema classico del metodo semi-probabilistico.

A tal fine vengono indicati due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Le combinazioni sono:

- $A_1 + M_1 + R_1$
- $A_2 + M_2 + R_2$

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

I coefficienti sulle azioni A sono:

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale	EQU	A1	A2
Pormanonti strutturali	Favorevole		0,9	1	1
	Sfavorevole	∛G1	1,1	1,3	1
Pormanonti non strutturali	Favorevole		0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole	YG2	1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole		0	0	0
varidulli	Sfavorevole	ΫQi	1,5	1,5	1,3

Tabella 15 Coefficienti azioni

I coefficienti sui parametri geotecnici sono:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente	Coefficiente parziale	A1	A2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tanφ' <sub>k</sub>	$\gamma_{\phi}$	1	1,25
Coesione efficace	c' <sub>k</sub>	γ <sub>c'</sub>	1	1,25
Resistenza non drenata	C <sub>uk</sub>	Ŷcu	1	1,4
Peso dell'unita di volume	γ' <sub>k</sub>	γ <sub>γ</sub> .	1	1

Tabella 16 Coefficienti parametri

Per le verifiche allo SLU dei pali sottoposti a carichi assiali le NTC2018 prevedono l'utilizzo dell'approccio due:

•  $A_1 + M_1 + R_3$ 

Dove R<sub>3</sub> indica i coefficienti da applicare alle resistenze di base ( $\gamma_b$ ) e laterale ( $\gamma_s$ ) dei pali per ricavare le resistenze di progetto.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ	R3	R3	R3
Base	γь	1,15	1,35	1,3
Laterale	$\gamma_{s}$	1,15	1,15	1,15
Totale	γ	1,15	1,3	1,25
Laterale in trazione	γst	1,25	1,25	1,25

Tabella 17 Coefficienti resistenza dei pali

Il coefficiente applicabile alla resistenza totale è utilizzabile su resistenze provenienti da prove di carico. Tali coefficienti, in ogni caso, devono essere applicati alle resistenze caratteristiche. Le NTC2018 Indicano dei coefficienti riduttivi per le resistenze caratteristiche.

Nel caso di resistenze caratteristiche provenienti da modelli analitici la riduzione dipende dal numero di verticali di indagine:

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ3	1,7	1,65	1,6	1,55	1,5	1,45	1,5
ξ4	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 18 Coefficienti resistenza dei pali

La resistenza caratteristica di compressione è data da:

$$R_{c,k} = min\left\{\frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{minima}}{\xi_4}\right\}$$

Per le fondazioni superficiali l'approccio utilizzato per le verifiche geotecniche a carico limite è l'approccio 2 (A1+M1+R3).

Per le paratie la verifica SLU va effettuata secondo l'approccio 1 usando entrambe le combinazioni:

- $A_1 + M_1 + R_1$
- $A_2 + M_2 + R_1$

ponendo i coefficienti R delle resistenze uguali all'unità.

7.1.3 Verifiche agli stati limite d'esercizio (SLE e SLD)

Per gli stati limite di esercizio in condizioni statiche e sismiche, va verificato che

 $C_D \ge E_D$ 

Dove  $E_D$  è il valore di progetto dell'opera e  $C_D$  il valore limite di quell'effetto.

### 7.2 Verifica

#### 7.2.1 Capacità portante fondazione superficiale

La determinazione della portanza del terreno, in termini di tensioni efficaci, avviene attraverso l'espressione di Brinch Hansen, la cui formulazione generale è la seguente:

$$q_{\rm lim} = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 1/2\gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

nella quale:

- N<sub>γ</sub>, N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub> sono i fattori di capacità portante dipendenti dal valore dell'angolo di attrito φ';
- s<sub>c</sub>, s<sub>q</sub>, s<sub>γ</sub> sono i fattori correttivi per la forma della fondazione;
- d<sub>q</sub>, d<sub>c</sub> sono i fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
- i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub>, i<sub>γ</sub> sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b<sub>c</sub>, b<sub>q</sub>, b<sub>γ</sub> sono fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;

- g<sub>q</sub>, g<sub>c</sub>, g<sub>γ</sub> sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- c' è la coesione in termini di sforzi efficaci;
- q' è il sovraccarico agente ai lati della fondazione;
- $\gamma$ ' è il peso dell'unità di volume del terreno al di sotto del piano di posa della fondazione;
- B è la larghezza della fondazione.

Per la verifica a capacità portante in termini di tensioni totali, la verifica è eseguita mediante la seguente espressione:

$$q_{\rm lim} = 5,14c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + +qg_q$$

La verifica a lungo termine ha prodotto i seguenti risultati:

Tipologia di fondazione	Platea							
Larghezza (B)	25,00	[m]	Approfondimento (D)	4,10	[m]	Inclinaz. p.posa (α)	0,00	[°]
Lunghezza (L)	67,00	[m]	Quota falda (z <sub>w</sub> )	4,00	[m]	Inclinaz.p.c (β)	0,00	[°]

Christia	Strata Spaggara				Parametri del terreno (B.T.)									
Strato	Spessore	Tipo di ter	po di terreno		c <sub>k</sub> '	c <sub>d</sub> '	φ <sub>k</sub> '	tan	ιφ'	φ <sub>d</sub> '	Cuk	Cud	φ <sub>k</sub> '	φď
[-]	[m]			[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[kPa]	[°]	[/	[]	[°]	[kPa]	[kPa]	[°]	[°]
1	4,10	Depositi ant	tropici	17,5	13	13	12	0,2	21	12	80	80,00	0	0
2	0,00	Depositi ant	tropici	17,5	13	13	12	0,2	21	12	80	80,00	0	0
3														
				_										
s <sub>c</sub> <sup>0</sup>	(	d <sub>c</sub> <sup>0</sup>		g <sub>c</sub> ⁰		$b_c^0$				s <sub>c</sub> <sup>0</sup>	$d_c^0$	g	0	$b_c^0$
1,07	1	,07		1,00		1,00				1,07	1,07	1,0	00	1,00

VERIFICA A BRE	VE TERMINE	
q <sub>lim2</sub> (Brinch-Hansen)	542,62	[kPa]
q <sub>lim2,d</sub> (ridotto con γ <sub>R)</sub>	235,92	[kPa]
q <sub>Ed</sub>	20,00	[kPa]
q <sub>Ed</sub> < q	lim2,d	

Tabella 19 Verifica a breve termine platea

La verifica a breve termine risulta ampiamente soddisfatta.

Per la verifica a lungo termine sono stati considerati, cautelativamente, i valori minimi di c' e  $\phi$ ' ricavati dalla letteratura:

	Fattori corre	ettivi (strato 1)	•	Fattori correttivi (strato 2)				
$s_{\gamma,q,c}$ (forma)	d <sub>γ,q,c</sub> (prof.p.posa)	g <sub>γ,q,c</sub> (incl.p.c.)	b <sub>γ,q,c</sub> (incl.base)	s <sub>γ,q,c</sub> (forma)	<sub>c</sub> (prof.p.p.	<sub>q,c</sub> (incl.p.o	$b_{\gamma,q,c}$ (incl.base)	
0,85	1,00	1,00	1,00	0,85	1,00	1,00	1,00	
1,08	1,04	1,00	1,00	1,08	1,04	1,00	1,00	
1,12	1,00	1,00	1,00	1,12	1,00	1,00	1,00	

VERIFICA A LUNG	llo strato n.2		
q <sub>lim2</sub> (Brinch-Hansen)	305,04	[kPa]	
q <sub>lim2,d</sub>	132,63	[kPa]	
q <sub>Ed</sub>	20,00	[kPa]	
q	<sub>Ed</sub> < q <sub>lim2,d</sub>		6,63

Anche la verifica a lungo termine risulta soddisfatta.

#### 7.2.2 Capacità portante dei micropali

La verifica dei micropali è stata eseguita mediante il metodo di Bustamante & Doix:

$$Q_{\rm lim} = R_b + R_l$$
$$R_l = \pi \, d_{s,i} L_i \, s_i$$

Con s resistenza laterale unitaria e  $d_s = \alpha d$ , con  $\alpha$  coefficiente di guadagno e d diametro della perforazione.

$$R_b = 0.15 * R_l$$
(o trascurabile)

I termini s ed  $\alpha$  dipendono dalla tipologia d'iniezione e dalla tipologia di terreno. Nel caso in esame i micropali verranno realizzate tramite iniezione ripetuta

Terreno	Valori	idiα	Quantità minima di miscela
IRS		IGU	consigliata
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	1,5 V <sub>S</sub>
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	1,5 Vs
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	1,5 V <sub>8</sub>
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V <sub>s</sub>
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V <sub>S</sub>
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	1,5 V <sub>8</sub>
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: (1,5 - 2)V <sub>s</sub> ; IGU: 1,5 V <sub>s</sub>
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: 2V <sub>s</sub> ; IGU: 1,5V <sub>s</sub>
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: (2,5 - 3)V <sub>S</sub> ; IGU: (1,5-2)V <sub>S</sub>
Marne	1,8	1,1 - 1,2	(1,5 - 2)V <sub>s</sub> per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	(1,1-1,5)V <sub>8</sub> per strati poco fratturati 2V <sub>8</sub> o più per strati fratturati

Figura 97 Valori di α

Tarrano	Tipo di	iniezione
Terreno	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥R1	≥ R2



Figura 98 Valori di s

Tipo di Terreno	Spessore Is <sub>i</sub>	α	$Ds_i = \alpha * D$	s <sub>i</sub> media	s <sub>i</sub> minima	Qsi (media)	Qsi (minima)
	(m)	(-)	(m)	(MPa)	(MPa)	(kN)	(kN)
Depositi antropici	0,90	1,40	0,28	0,220	0,180	174,08	102,41
Limo con argilla	5,00	1,40	0,28	0,220	0,180	967,12	791,28
Argilla con limo	3,00	1,80	0,36	0,220	0,180	746,06	610,42
Limo con argilla	3,10	1,40	0,28	0,220	0,180	599,61	490,59
	Ls =	12,00	(m)	R <sub>c,k</sub> =	1648,51	(kN)	
<u>Capacità portante di p</u>	ounta	Qp = %Punt	a*Ql	(consigliato 10-2	15%)		
	% Punta	0%		Qp =	0,00	(kN)	
CARICO LIMITE DEL M	ICROPALO			COEFFICIENTE DI	SICUREZZA		
Qlim = Qb + Ql				Fs = Qlim / N		(Fs > 1)	
<i>Qlim</i> = 1648,51	(kN)			Fs =	2,42		

Si riporta di seguito la verifica dei micropali.

Tabella 21 Verifica Micropali

La verifica risulta ampiamente soddisfatta, anche trascurando il contributo di resistenza alla base.

#### 7.2.3 Verifica capacità portante palo trivellato

Tale verifica riguarda i pali della paratia, che possono essere soggetti ai carichi dell'edificio visto il collegamento con la platea di fondazione. Il sistema è assimilato ad un diaframma. La resistenza è determinata tenendo conto di due contributi separati:

• Resistenza laterale della paratia: determinata tramite il metodo  $\alpha$ , per l'analisi in condizioni non drenate, ed il metodo  $\beta$ , in condizioni drenate, per i pali di fondazione considerando solo

la lunghezza della parte al di sotto della platea. Si determina un valore della resistenza unitaria per poi moltiplicarla per la superficie del "setto equivalente" che circoscrive la paratia.

• Resistenza alla base della paratia: determinata mediante la formula di Brinch-Hansen e trattando quindi il diaframma come una trave di fondazione posta a quota di base dei pali.

Il metodo  $\alpha$  considera come resistenza laterale unitaria del palo un'aliquota della coesione non drenata, data da:

$$q_l = \alpha c_u$$

Dove  $\alpha$  è un coefficiente empirico di aderenza dipendente dalla tipologia di terreno e dalla modalità esecutiva del palo.

Tipo di palo	Valori di c <sub>u</sub> (kPa)	Valori di α
Battuto	c <sub>u</sub> ≤ 25 25 < c <sub>u</sub> < 70 c <sub>u</sub> ≥ 70	1,0 1 - 0,011(c <sub>u</sub> - 25) 0,5
Trivellato	c <sub>u</sub> ≤ 25 25 < c <sub>u</sub> < 70 c <sub>u</sub> ≥ 70	0,7 0,7 - 0,008(c <sub>u</sub> - 25) 0,35



Con il metodo  $\beta$  si assume che le sovrappressioni interstiziali nel terreno siano dissipate, permettendo un'analisi in tensioni efficaci:

$$q_l = \beta \sigma'_{\nu 0}$$

Con:

- $\sigma'_{\nu 0}$  tensione verticale efficace iniziale, prima della messa in opera del palo
- $\beta = Ktan\varphi'$
- $K = (1 sen\varphi') * OCR^{0,5}$

Il carico lineare massimo agente sul diaframma risulta essere pari a  $10*60 = 600 \text{ kg/cm} (\approx 600 \text{ kN/m})$ . Le valutazioni sono svolte con riferimento ad un tratto lungo 4 metri in cui sono presenti 5 pali; il valore della azione massima di progetto risulta quindi pari a 600\*4 = 2400 KN

Per la verifica a breve termine si ha:

PORTATA (				
Strato	Spessore	Tipo di terreno	media	
			qsi	Qsi
[-]	[m]		[kPa]	[kN]
1	0,9	Depositi antropici	56	95,00176
2	5,00	Limo con Argilla A	70	659,7345
3	1,8	Argilla con limo	63	213,754

	RESISTENZA LATERALE - CAPACITA' PORTANTE A ML DI SVILUPPO ORIZZONTALE							
		strato 1	50,4	kN/m				
		strato 2	350	kN/m				
		strato 3	113,4	kN/m				
		Portanza	di progetto	etto laterale a ml di diaframma				
		[valori di pr	ogetto, otte					
		strato 1	36					
		strato 2	250					
		strato 3	81					
		1+2	367	kN/ml				
	Lunghezza tratto		4	ml				
Sviluppo resistenza laterale su tratto verifica			2936	kN				

Tabella 22 Resistenza laterale a breve termine

Il contributo di resistenza dato dall'attrito laterale risulta quindi pari a 2936 kN. Il valore di progetto della resistenza è 2936/1,15 = 2553 kN.

La capacità portante della trave di fondazione è:

Chrote	Crace concerns		Para	ametri del	terreno (l	B.T.)
Strato	Spessore	Tipo di terreno	Cuk	C <sub>ud</sub>	φ <sub>k</sub> '	φ <sub>d</sub> '
[-]	[m]		[kPa]	[kPa]	[°]	[°]
1	5,00	Depositi antropici	80	80,00	0	0
2	5,00	Limo con Argilla A	100	100,00	0	0
3	2	Argilla con Limo	90	90,00	0	0

s <sub>c</sub> <sup>0</sup>	d <sub>c</sub> <sup>0</sup>	g <sub>c</sub> <sup>0</sup>	b <sub>c</sub> <sup>0</sup>	sc <sup>0</sup>	d <sub>c</sub> <sup>0</sup>	g <sub>c</sub> <sup>0</sup>	b <sub>c</sub> <sup>0</sup>
1,03	1,61	1,00	1,00	1,03	1,61	1,00	1,00

VERIFICA A BREVE TERMINE sullo strato n.2						
q <sub>lim2</sub> (Brinch-Hansen)	986,34 [kPa]					
q <sub>lim2,d</sub> (ridotto con γ <sub>R)</sub>	<b>428,84</b> [kPa]					

La capacità portante di progetto di base viene quindi moltiplicata per l'area circoscritta ai pali, pari a 60 cm x 400cm e risulta: 429 kPa  $\approx$ 428 kN/mq \* 0.6\*4 = 1027 kN.

La resistenza complessiva di progetto, calcolata su una lunghezza di 4 metri, risulta quindi 2553+ 1027 = 3580 kN che risulta superiore alla sollecitazione massima determinata pari a 2400 kN.

La verifica di capacità portante risulta quindi soddisfatta.

Analogamente si riporta la verifica a lungo termine, anche qui considerando i parametri minimi di resistenza efficaci dedotti dalla letteratura.

Metodo Beta								
PORTATA CONDIZIONI DRENATE								
Otrata	0		media					
Strato	Spessore	Tipo di terreno	β	qsi				
[-]	[m]			[kPa]				
1	0,9	Depositi antropici	0,3367271	28,62181				
2	5,00	Limo con Argilla A	0,4376465	75,93167				
3	2	Argilla con Limo	0,3367271	64,14652				

RESI	STENZA LATERALE	- CAPACI	TA' PORI	ANTE A	ML DI SVILUPPO
		strato 1	25,75963	kN/m	
		strato 2	379,6584	kN/m	
		strato 3	128,293		
	portanza di progetto	laterale a i	ml di diafra	amma	
		[valori di pr	ogetto, otte	enuti divider	ndo per ξ <sub>4</sub> ]
		strato 1	21,28895		
		strato 2	313,7672		
		strato 3	106,0273		
		1+2	441,08	kN/ml	
Si esegue	il calcolo considerando	opo di:	4		
svilup	po resisten laterale su tra	atto verifica	3528,668	kN	

Il valore di resistenza laterale è di 3529 kN. Il valore di progetto è 3529/1,15= 3068 kN.

Ofmata	<b>0</b>		Parametri del terreno (L.T.)						
Strato	Spessore	Tipo di terreno	γ	c <sub>k</sub> '	c <sub>d</sub> '	φκ'	tanø'	φ <sub>d</sub> '	
[-]	[m]		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[kPa]	[°]	[/]	[°]	
1	5,00	Depositi antropici	17,5	13	13	12	0,21	12	
2	5,00	Limo con Argilla A	19,5	13	13	22	0,40	22	
3	2	Argilla con Limo	17,5	13	13	12	0,21	12	

Fattori correttivi (strato 1)					Fattori correttivi (strato 2)					
$s_{\gamma,q,c}$ (forma)	(forma) $d_{\gamma,q,c}$ (prof.p.posa) $g_{\gamma,q,c}$ (incl.p.c.) $b_{\gamma,q,c}$ (incl.base)			$s_{\gamma,q,c}$ (forma)	d <sub>γ,q,c</sub> (prof.p.posa)	g <sub>γ,q,c</sub> (incl.p.c.)	$b_{\gamma,q,c}$ (incl.base)			
0,94	1,00	1,00	1,00		0,94	1,00	1,00	1,00		
1,03	1,41	1,00	1,00		1,06	1,48	1,00	1,00		
1,05	1,00	1,00	1,00		1,07	1,00	1,00	1,00		

VERIFICA A LUNGO TERMINE									
q <sub>lim2</sub> (Brinch-Hansen) 1834,57 [kPa]									
q <sub>lim2,d</sub>	797,64	[kPa]							

La capacità portante di progetto di base viene quindi moltiplicata per l'area circoscritta ai pali, pari a 60 cm x 400cm e risulta: 797 kPa  $\approx$ 797 kN/mq \* 0.6\*4 = 1912 kN.

La resistenza totale è quindi: 1912+3068=4980 kN, superiore all'azione di progetto.

#### 7.2.4 Cedimenti della fondazione

I cedimenti dovuti ai carichi trasmessi dalla platea sono stati ricavati tramite la seguente relazione:

$$\delta_i = \frac{s * \Delta \sigma'_{\nu,i,medio}}{M}$$

Con *s* spessore dello strato i-esimo,  $\Delta \sigma'_{v,i,medio}$  l'incremento di tensione media dello strato i-esimo ed M il modulo edometrico dello strato.

	$\Delta\sigma'_{v,medio}$ (kN/m <sup>2</sup> )	M (MPa)	$\delta$ tot [m]
Carico platea			
Depositi antropici	19,92	18,00	0,001
Limo con Argilla A	17,64	11,00	0,008
Argilla con Limo	16,80	18,00	0,003
Limo con Argilla B	16,12	20	0,006

La valutazione dei cedimenti del gruppo di micropali è stata eseguita attraverso il metodo della piastra equivalente, che assimila il gruppo di pali ad una fondazione superficiale con piano di posa pari a 2/3 della lunghezza dei pali (=8 m). La piastra equivalente al gruppo di pali è pertanto collocata nell'unità stratigrafica "Argilla con Limo". Nell'ipotesi che i pali siano tutti sottoposti allo stesso carico (680 kN), il carico agente sulla piastra equivalente è stato ottenuto moltiplicando tale carico con il numero dei micropali (168) e dividendo il valore per l'area della platea (25 m x 67 m).

Q (kN/m²)	68
L (m)	67
B <sub>eq</sub> (m)	29
D <sub>eq</sub> (m)	12,1

Tabella 24 Dati piastra equivalente

I cedimenti sono valutati in maniera analoga alla platea.

	$\Delta\sigma'_{v,medio}$ (kN/m <sup>2</sup> )	M (MPa)	$\delta$ tot [m]						
Carico micropali (piastra equivalente)									
Argilla con Limo	67,93	18,00	0,002						
Limo con Argilla B	67,93	20,00	0,024						

Tahella	25	Cedimenti	gruppo	di	nal	1
ruocnu	20	ceaimenti	Suppo	ui	pui	"

Sommando i cedimenti dovuti al carico della platea a quelli del gruppo di micropali, si ottengono i cedimenti per ogni strato e i cedimenti totali:

	$\delta$ tot [m]
Carico platea	
Depositi antropici	0,001
Limo con Argilla A	0,008
Argilla con Limo	0,005
Limo con Argilla B	0,030
	0,044

Tabella 26 Cedimenti totali

I cedimenti totali sono di circa 4,5 cm, valore accettabile per una struttura a telaio. Il cedimento maggiore (3 cm) si ha nell'ultima unità, dove avviene la trasmissione dei carichi dei pali. Si è deciso di valutare il tempo affinché in tale strato vengano esauriti i cedimenti.

Per un terreno limoso i valori di permeabilità (*k*) generalmente sono compresi fra  $1 \times 10^{-7}$  e  $3 \times 10^{-9}$  m/s. Considerato il quantitativo di argilla presente nel campione C4, si è ipotizzato un valore di  $1 \times 10^{-9}$ . Si è ricavato il coefficiente di consolidazione tramite la seguente relazione:

$$c_v = k * \frac{M}{\gamma_w}$$

Con M modulo edometrico e  $\gamma_w$  il peso di volume dell'acqua. Il valore del coefficiente di consolidazione ricavato è pari a 6\*10<sup>-2</sup> cm<sup>2</sup>/s, con il quale si è valutato il processo di consolidazione del terreno considerando un'altezza di drenaggio di 7 m.

U (%)	Т	t(anni)	δ <sub>υ</sub> [m]
10	0,008	0,00	0,004
20	0,021	0,00	0,009
30	0,071	0,02	0,013
40	0,126	0,03	0,018
50	0,197	0,05	0,022
60	0,278	0,06	0,026
70	0,403	0,09	0,031
80	0,567	0,13	0,035
90	0,848	0,20	0,040
99	0,99	0,23	0,044

Tabella 27 Consolidazione

Come si evince dalla tabella il processo di consolidazione avviene in tempi brevi, con l'esaurimento di tutti i cedimenti in poco meno di tre mesi.

È da considerare che l'edificio nuovo risulterà quasi adiacente al muro storico e ad una distanza inferiore ad un metro agli edifici oltre il muro. Vista la elevata vicinanza è lecito considerare che cedimenti di questa entità possano interessare anche questi elementi a causa della realizzazione del nuovo edificio. È anche opportuno sottolineare che l'edificio sorgerà sull'impronta del vecchio edificio (avente carichi maggiori rispetto all'edificio nuovo), realizzato negli anni 50 e che quindi potrebbe aver già visto completare il processo di consolidazione, pertanto i cedimenti reali potrebbero essere inferiori a quelli calcolati

#### 7.2.4 Verifica della paratia

La verifica della paratia è stata eseguita tramite il programma CDB, secondo quanto prescritto nelle NTC2018.

Si è eseguita la verifica sui due modelli geotecnici definiti nel Capitolo 6.



Nel modello geotecnico 1, associato alla fase di scavo, la combinazione più gravosa per le verifiche SLU risulta essere quella SLU-M1 mentre quella SLE più gravosa la RARA.



Figura 100 Inviluppo diagrammi sollecitazioni



Figura 101 Combinazioni SLU

VERIFICHE DI SICURE	ZZA
RISULTATI DI CAL	COLO
Momento flettente massimo [kg·m/m]	-42275
Quota di momento flettente massimo [m]	6,60
Spostamento a fondo scavo [mm]	25,65
Scarto finale della analisi non lineare (E-04)	0
Convergenza analisi non lineare	SODDISFATTA
Infissione analisi non lineare	SUFFICIENTE
Coefficiente di sicurezza dell' infissione	1,5400
Moltiplicatore di collasso dei carichi	2,1000

Tabella 28 Verifica paratia Modello Geotecnico 1

SI	SPOSTAMENTI ORIZZONTALI PARATIA - COMBINAZIONE RARA N.ro: 2												
Quota	SpostOri		Quota	SpostOri		Quota	SpostOri		Quota	SpostOri		Quota	SpostOri
	Z			Z			Z			z			z
m	(mm)		m	(mm)		m	(mm)		m	(mm)		m	(mm)
0,31	34,90		0,61	33,18		0,92	31,47		1,23	29,75		1,54	28,04
1,84	26,33		2,15	24,63		2,46	22,94		2,76	21,26		3,07	19,60
3,38	17,95		3,69	16,34		3,99	14,77		4,30	13,24		4,65	11,57
5,00	9,98		5,33	8,57		5,67	7,25		6,00	6,05		6,30	5,07
6,60	4,19		6,90	3,39		7,20	2,69		7,50	2,08		7,80	1,55
8,10	1,10		8,40	0,71		8,70	0,40		9,00	0,14		9,30	-0,07
9,60	-0,23		9,90	-0,36		10,20	-0,47		10,50	-0,55		10,80	-0,61
11,10	-0,67		11,40	-0,72		11,70	-0,77		12,00	-0,82			

Tabella 29 Spostamenti paratia a sbalzo



Figura 102 Diagramma spostamenti

Le verifiche risultano soddisfatte.



#### Si riportano di seguito le analisi effettuate con il modello geotecnico 2.

Figura 103 Modello definito sul programma CDB

Come si può osservare dalla figura sottostante, la condizione a fine costruzione comporta caratteristiche di sollecitazione e deformazione inferiori a quelle ottenute nella fase transitoria, per cui la verifica si può considera soddisfatta.



Figura 104 Inviluppo diagrammi Modello 2

Sebbene la paratia soddisfi i requisiti previsti dalla normativa, la progettazione di uno scavo in ambito urbano, come già anticipato, deve necessariamente tenere conto degli eventuali effetti sugli edifici circostanti. A tal proposito si è cercato di valutare gli eventuali cedimenti indotti agli edifici circostanti lo scavo utilizzando il profilo di subsidenza di Peck, basato su numerosi dati di paratie di pali a sbalzo, che mette in funzione la distanza dallo scavo normalizzata all'altezza dello scavo con i cedimenti verticali, anche essi normalizzati all'altezza dello scavo.



Figura 105 Profili di subsidenza di Peck

Il muro storico è posizionato completamente a tergo alla paratia di pali e pertanto per tale elemento è possibile considerare una distanza dalla paratia pari a 0. Analizzando il profilo di subsidenza, per uno scavo di 4,10 m è possibile un cedimento verticale del terreno di 4,1 cm. Tale valore risulta compatibile con una struttura in muratura a mattoni pieni, tuttavia è un valore quasi al limite: in letteratura il valore massimo ammissibile per tali elementi è di 5 cm.

Discorso analogo può essere applicato sugli edifici del muro storico, la cui distanza minima dallo scavo può essere assunta di 50 cm. A tale distanza gli effetti dello scavo sono già dimezzati per cui non si dovrebbe avere nessuna problematica per tali elementi.

L'edificio storico del complesso A, invece, distante più di 4 m, non risente dello scavo.

## **8 CONCLUSIONI**

La progettazione geotecnica non può prescindere da una adeguata indagine approfondita del sottosuolo dell'opera, che riesca a fornire tutte le informazioni necessarie per una corretta progettazione.

In questa tesi si sono affrontate alcune delle più comuni problematiche che possono insorgere nelle fasi preliminari alla definizione del modello geotecnico. Per realizzare tale modello si è fatto riferimento ad una campagna d'indagini basata principalmente sulle prove penetrometriche. Se da un lato queste prove si rilevano uno strumento essenziale per il riconoscimento stratigrafico, ottenendo ottimi riscontri fra i valori di Indice di comportamento e il riconoscimento stratigrafico dei sondaggi, dall'altro l'utilizzo esclusivo di queste non permette una caratterizzazione geotecnica dei terreni analizzati, come nel caso affrontato da questa tesi. L'inutilizzo delle prove DPSH, in realtà, potrebbe estendere tale discorso alle prove in sito in generale. Uno dei principali limiti nella realizzazione del modello è stata l'assenza di prove di laboratorio, che non ha permesso di determinare le caratteristiche di resistenza efficaci dei terreni posti a profondità maggiori rispetto alle due prove reperite dalla campagna d'indagini precedente, e che ha reso necessario il ricorso a parametri derivanti dalla sola letteratura. In un contesto come quello del centro storico di Bologna, costituito da terreni coesivi sovraconsolidati, le cui caratteristiche di resistenza sono legate alla sola storia tensionale del terreno, la realizzazione di prove di laboratorio è essenziale.

Nelle classiche verifiche degli elementi di fondazione e di sostegno dello scavo, questa tesi ha messo in parte in evidenza alcune problematiche relative alla realizzazione degli edifici in ambiti fortemente urbanizzati. In tali contesti la progettazione geotecnica non può limitarsi alla sola valutazione degli elementi di progetto, ma tenere conto anche degli elementi facenti parte dell'ambiente circostante.

Le tensioni indotte dai carichi trasmessi dalla fondazione del nuovo edificio, ovviamente, non sono limitati alla sola area interessata da questo, ma si estendono anche sugli elementi vicini. Nel caso in questione tali tensioni interesserebbero il muro storico e gli edifici adiacenti, se non collegati direttamente, ad esso portando a cedimenti ulteriori a quelli dovuti ai carichi propri.

A ciò si aggiunge la fase di realizzazione dello scavo. Oggigiorno, tale problematica è diventata notevolmente importante nella progettazione in ambito urbano, visto l'aumento di opere in sotterraneo o interrate, e numerosi sono gli studi finalizzati a valutare gli effetti che gli scavi comportano in ambiti urbani. Nel caso trattato dalla presente tesi, ci si è limitati ad offrire una stima degli eventuali cedimenti verticali indotti dalla realizzazione dello scavo sugli edifici adiacenti tramite i profili di subsidenza, che sono tracciati sulla base di dati sperimentali. Tuttavia, è bene precisare che tali strumenti possono essere utilizzati per ottenere un valore orientativo, nonché una stima di primo approccio, e nelle situazioni più complesse possono risultare addirittura totalmente obsoleti. Laddove si renda necessario valutare le conseguenze di uno scavo in ambito urbano, è sempre buona pratica valutare gli effetti tramite la realizzazione di modelli per l'analisi agli elementi finiti (FEM) e, in particolar modo, prevedere un sistema di monitoraggio per valutare gli spostamenti in sito.

## 9 BIBLIOGRAFIA

- Amorosi, A. Farina, M. Severi, P. Preti, D. Di Dio, S. 1996. "Genetically related alluvial deposits across active fault zone: An example of alluvial fan-terrace correlation from the upper Quaternary succession of the Po Basin in the Bologna area (northern Italy)" Sedimentary Geology 102, 275–295.
- Amorosi, A. Bruno, L. Rossi, V. Severi, P. Hajdas, I. 2014." Paleosol Architecture Of A Late Quaternary Basin–Margin Sequence And Its Implications For High-Resolution, Non-Marine Sequence Stratigraphy" Global and Planetary Change 112, 12-25
- Amorosi, A. Bruno, L. Campo, B. Morelli, A. 2015. "The Value Of Pocket Penetration Tests For The High-Resolution Palaeosol Stra-tigraphy Of Late Quaternary Deposits" Geo-logical Journal 50 (5), 670-682.
- ASTM. 2017. D2487. "Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)".
- ASTM. 2017. D4318. "Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils".
- ASTM. 2017. D6913. "Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis".
- ASTM. 2017. D7928. "Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis".
- Brich Hansen, J. 1970. "A revised and extended formula for bearing capacity" Danish Geotechnical Inst. Bull., 11.
- Comune di Bologna. 2007. "Quadro conoscitivo-Il sistema naturale e ambientale del Comune di Bologna"
- Darini, G. Modoni, G. Saroli, M. Croce, C. 2008. "Land subsidence induced by groundwater extraction: the case of Bologna" 4th International Congress on Environmental Modelling and Software.
- Farina, M. Simoni, M. Passuti, I. 1998. "Il complesso idrogeologico superficiale nel contesto della città di Bologna" Il Geologo dell'Emilia-Romagna 11 (3) ,4-14.
- Elmi, C. Bergonzoni, A. Massa, C. Montaletti, V. 1984." Il territorio di pianura del Comune di Bologna: aspetti geologici e geotecnici" Giornale di Geologia, 46(2), 127-152.
- ISPRA. 2009. "Note illustrative della carta geologica d'Italia alla scala 1: 50.000 Foglio 221 Bologna"
- Marchi, M. Bertolini, I. Gottardi, G. Amorosi, A. Bruno, L. 2019. "From geological and historical data to the geotechnical model of the Two Towers in Bologna (Italy)" 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
- Regione Emilia-Romagna. 1980. "Guida per la realizzazione di una carta sismotettonica e del rischio sismico"
- Regione Emilia-Romagna, ENI-AGIP. 1972. ""Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna"
- Scarpelli, G. Fruzzetti, V.M.E. 2004 "La scelta dei parametri geotecnici per il progetto delle fondazioni" Seminario di studio sulla caratterizzazione geotecnica dei terreni in relazione a problemi di ingegneria civile.
- Viggiani, C. 2014. "Fondazioni"