



MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE
E DELLA MOBILITÀ SOSTENIBILI



E.N.A.C
ENTE NAZIONALE per
L'AVIAZIONE CIVILE

Committente Principale



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE AMERIGO VESPUCCI

Opera

MASTERPLAN AEROPORTUALE 2035

Titolo Documento Completo

Opere idrauliche esterne al sedime
Relazione Specialistica Processo di Consolidazione

Livello di Progetto

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO-ECONOMICA

LIV	REV	DATA EMISSIONE	SCALA	CODICE FILE COMPLETO
PFTE	00	Settembre 2022	N/A	FLR-MPL-PFTE-OIE1-008-GT-RT_Rel Proc Cons
				TITOLO RIDOTTO
				Rel Proc Cons

00	09/2022	Prima Emissione	TAE + MCP	C. Naldi	L. Tenerani
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

<p>COMMITTENTE PRINCIPALE</p>  <p>ACCOUNTABLE MANAGER Dott. Vittorio Fanti</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE</p>  <p>DIRETTORE TECNICO Ing. Lorenzo Tenerani Ordine degli Ingegneri di Massa Carrara n°631</p>	<p>SUPPORTI SPECIALISTICI</p> <p>PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</p>  <p>Ing. Claudia Naldi Ordine degli Ingegneri di Firenze n°7122</p> <p>SUPPORTO SPECIALISTICO</p> <p>M.C.P. MARRADI CONSULTING PARTNERS Infrastructures Engineering, Technology & Consulting</p> <p>PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Alessandro Marradi Ordine degli Ingegneri di Firenze N°3550</p>
<p>POST HOLDER PROGETTAZIONE AD INTERIM Dott. Vittorio Fanti</p> <p>POST HOLDER MANUTENZIONE Ing. Nicola D'ippolito</p> <p>POST HOLDER AREA DI MOVIMENTO Geom. Luca Ermini</p>	<p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Claudia Naldi Ordine degli Ingegneri di Firenze n°7122</p>	

È SEVERAMENTE VIETATA LA RIPRODUZIONE E/O LA CESSIONE A TERZI SENZA AUTORIZZAZIONE DELLA COMMITTENTE

INDICE

1. INTRODUZIONE	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA DI INTERESSE	7
3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	10
4. GEOMORFOLOGIA	13
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	14
5.1 Premessa.....	14
5.2 Risultati delle prove	17
5.3 Pozzetti geognostici.....	17
5.4 Prove penetrometriche	17
5.4.1 Prove penetrometriche statiche (CPT).....	17
5.4.2 Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU).....	21
5.4.3 Sondaggi a carotaggio continuo.....	26
5.4.4 Prove geotecniche di laboratorio.....	27
5.4.5 Considerazioni sui terreni coesivi superficiali.....	28
6. MODELLAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA	32
6.1 Modello geologico del sottosuolo.....	32
6.2 Grado di consolidazione delle argille.....	33
6.3 Modello geotecnico.....	34
6.3.2 Area di laminazione "A".....	34
6.3.3 canale di Derivazione del Fosso Reale (tratto B-D).....	35
6.3.4 Nuova inalveazione del Fosso Reale (tratto B-C).....	35
7. CEDIMENTI	38
7.1 Calcolo dei cedimenti.....	38
7.2 Stima dei cedimenti e loro decorso nel tempo	39
8. ACCELERAZIONE DEL PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE.....	43
8.1 Caratteristiche tecniche dei geodreni verticali	43
8.2 Stima dei tempi di consolidazione	44

1. INTRODUZIONE

Il presente documento costituisce la Relazione Specialistica del processo di consolidazione, relativa alla stima dei cedimenti dei terreni nell'ambito delle opere idrauliche esterne al sedime, ubicate nel territorio del Comune di Sesto Fiorentino, parte integrante della proposta di project review del Piano di Sviluppo Aeroportuale al 2035 dell'aeroporto di Firenze, qui sviluppata e dettagliata a livelli di fattibilità tecnica ed economica (rif. art. 23 del D.Lgs. 50/2016 e s.m.i.).

Nello specifico, il focus di questo documento è sulla realizzazione della nuova inalveazione del Fosso Reale, che rappresenta il collettore principale del sistema idrografico collinare delle acque alte della pianura che si estende tra Firenze e Sesto Fiorentino. Il complesso di opere da realizzare, la cui configurazione di progetto è riportata nella successiva Figura 1, interessa il territorio comunale di Sesto Fiorentino.

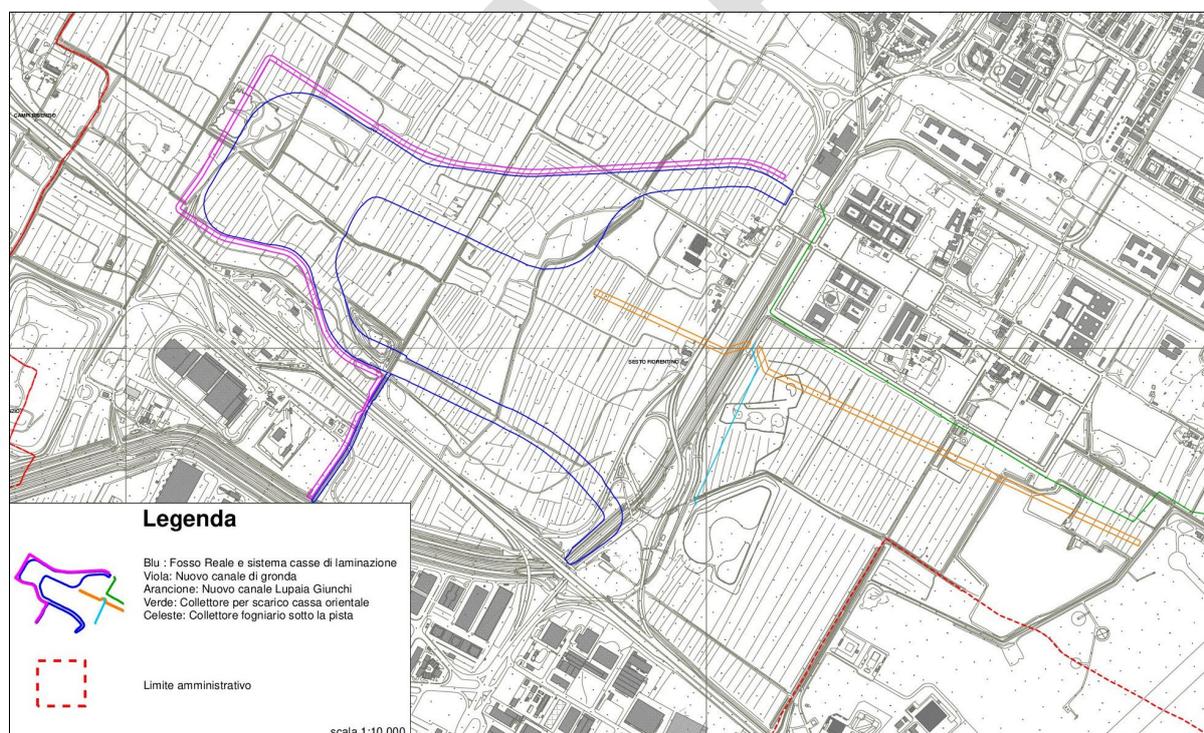


Figura 1 Inquadramento territoriale – Individuazione Area di studio

La presente relazione specialistica, in particolare, ha come oggetto i seguenti interventi previsti dal progetto, così come rappresentati nello schema riportato in figura 2:

- Realizzazione del tracciato di Nuova Inalveazione del Fosso Reale
Tratto A-B: la nuova inalveazione del Fosso Reale inizia nei pressi dello stabilimento Baxter, davanti al Polo Universitario. Da questo punto devia rispetto al tracciato attuale in direzione ovest, prosegue parallelamente al nuovo sedime aeroportuale, aggira a ovest la parte terminale della nuova pista di volo e prosegue in direzione est passando fra il rilevato della stazione di servizio Peretola e la nuova pista di volo.
Tratto B-C: è il secondo ramo della Nuova inalveazione, parte in corrispondenza della diramazione del canale di Derivazione per poi ricollegarsi al tracciato attuale del Fosso Reale all'altezza del ponte autostradale esistente al km 1+948 dell'autostrada A11, a monte dell'attraversamento autostradale. E' il tratto di Nuova Inalveazione riservato alle portate di piena ed entra in funzione solo quando la Derivazione viene idraulicamente disconnessa dal sistema di paratoie e soglie che ne regolano l'entrata in funzione.
- Realizzazione del canale di Derivazione a servizio delle portate ordinarie.
Il canale di Derivazione (tratto B-D) inizia dalla paratoia di intercettazione in destra idraulica della Nuova inalveazione del Fosso Reale, a nord dell'Autostrada A11, e attraversa l'autostrada in corrispondenza di un tombino esistente dove affluisce attualmente il fosso Gavine.
La Derivazione porta i deflussi ordinari (di magra) del Fosso Reale senza impegnare il tratto B-C di Nuova inalveazione, riservato alla portata di piena.
- Realizzazione dell'area di laminazione "A".
L'area di laminazione A è ubicata all'estremità ovest del nuovo sedime aeroportuale, in sponda destra del Fosso Reale. Presenta una superficie di circa 13 ha (argini compresi), con quota di fondo conforme al piano di campagna attuale (mediamente 35,30 m s.l.m.) ed argini a quota 41,10 m s.l.m., per una capacità di invaso totale pari a circa 500.000 mc.
- Realizzazione dell'area di laminazione "B".
L'area di laminazione B è collegata all'alveo del Fosso Reale tramite una soglia di sfioro dello sviluppo di circa 500 m posta a quota 38,00 m s.l.m.; la cassa si estenderà su circa 10 ha (argini compresi), con quota di fondo conforme al piano di campagna attuale (mediamente pari a 36,00 m s.l.m.) e argini a quota 41,10 m s.l.m. (la stessa del coronamento del Fosso Reale per cui la continuità dell'arginatura viene garantita); la capacità d'invaso è di circa 260.000 mc.

Nel proseguo della presente relazione si riferisce in merito alle caratteristiche del terreno sul quale insisteranno le opere arginali al fine di valutare tutte le problematiche di ordine geotecnico ad esse attinenti e definire le relative soluzioni funzionali alla loro realizzazione.

L'esame delle problematiche di natura geotecnica è stato preceduto dalla caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni di sedime, alla quale si è giunti attraverso due opportune campagne di indagini, riportate nei paragrafi successivi, effettuate rispettivamente, nel mese di Novembre 2015 e nel mese di Luglio 2017.

I dati stratigrafico-geotecnici riportati in questo documento fanno riferimento alla Relazione geologica redatta per Toscana Aeroporti Engineering da "Terra e Opere S.r.l. - Società di Ingegneria – Consulenze Geologiche".

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA DI INTERESSE

L'area dell'aeroporto Amerigo Vespucci di Firenze si trova ubicata nella parte sud orientale del Bacino fluvio-lacustre di Firenze-Prato-Pistoia, che si sviluppa in direzione appenninica ed è caratterizzata in prevalenza dalla presenza in affioramento dei terreni costituenti la pianura alluvionale deposta dal Fiume Arno e dai suoi affluenti principali.

Durante le fasi evolutive successive nell'area in esame si è determinata una sedimentazione di tipo lacustre e si è andato sviluppando un reticolo fluviale e a tratti un ambiente palustre. Un ruolo di primaria importanza nell'evoluzione sedimentaria del bacino Firenze-Prato-Pistoia, oltre che la tettonica, l'hanno giocato anche gli immissari, tra cui principalmente l'Ombrone nella zona di Pistoia, il Bisenzio nell'area di Prato e l'Ema a Firenze, con una notevole differenziazione nei caratteri sedimentari, e quindi nelle litologie dei terreni di sottosuolo, fra le aree poste nelle zone marginali del bacino, cioè allo sbocco degli immissari nel bacino, e quelle più distali localizzate nella parte centrale del lago.

La parte centrale e meridionale della pianura fiorentina è stata quasi sempre caratterizzata dalla presenza di condizioni tipiche degli ambienti lacustri e palustri, con conseguente sedimentazione di materiale fine (limi e argille). Le "facies" scaturite durante la deposizione di centro lago, costituite principalmente da potenti accumuli di argille e argille limose di colore grigio azzurro, contenenti livelli di lignite e torba, rappresentano depositi di decantazione lenta. Nella zona dove è avvenuta la massima deposizione del bacino in termini di potenza, posta grosso modo in corrispondenza dell'abitato di Campi Bisenzio, lo spessore di questi accumuli sedimentari raggiunge e supera i 500 m. La parte più superficiale della sedimentazione ha prodotto prevalenti sedimenti limosi caratterizzati dall'abbondanza di noduli carbonatici che, quando sono presenti in maggiori concentrazioni, determinano una notevole compattezza del deposito.

Osservando la carta geologica regionale nella zona dell'aeroporto Amerigo Vespucci di Firenze affiorano, al di sotto di alcuni decimetri di suolo vegetale e/o di materiale di riporto, depositi recenti di origine alluvionale: si tratta di materiale sabbioso, limoso e argilloso.

Le caratteristiche del sottosuolo dell'area di interesse, ricostruite dai sondaggi eseguiti nel corso degli anni e dalle ricerche effettuate in passato, hanno permesso di riconoscere, tra i 4 orizzonti stratigrafici tipici dell'area fiorentina, la presenza del cosiddetto "Orizzonte Firenze 1" (Figura 3).

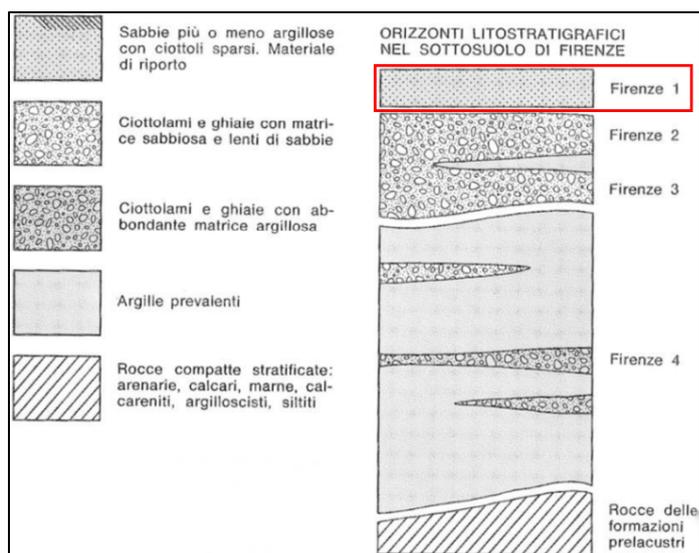


Figura 3 Orizzonti stratigrafici nel sottosuolo di Firenze

Tale orizzonte stratigrafico è lo strato più superficiale, costituito in massima parte da materiale deposto dal Fiume Arno e dai suoi affluenti durante le piene e presenta uno spessore che oscilla tra 3 e 9 m. L'“Orizzonte Firenze 1” di regola è composto da sabbia fine con argilla; le ghiaie e i ciottoli sono frequentemente dispersi nel banco mentre sono molto più rare piccole lenti di argilla. In varie località, invece, l'“Orizzonte Firenze 1” è composto da sabbie

anche grossolane e relativamente pulite come, per esempio, in zone in prossimità dell'Arno. L'“Orizzonte Firenze 1” può essere ritenuto di età attuale in quanto, ad esempio, l'alluvione del 1966 lasciò nelle aree alluvionate uno strato di limo spesso anche fino a 0.3 m. Lo spessore dei sedimenti raggiunge, in questa porzione di territorio, i 300 metri, mentre la morfologia dell'area appare sostanzialmente pianeggiante, anche se non mancano piccole zone leggermente depresse con affioramenti idrici e altre addirittura impaludate.

Come riportato nella Relazione geologica redatta per Toscana Aeroporti Engineering da “Terra e Opere S.r.l. - Società di Ingegneria – Consulenze Geologiche”, nell'area in cui saranno realizzate le opere idrauliche di cui alla presente Relazione tecnica affiorano i Depositi Olocenici, in particolare i Depositi alluvionali recenti terrazzati (*bn1* e *bn2*), i Depositi alluvionali attuali (*b*), i Depositi antropici, terreni di riporto, bonifica per colmata (*h5*) e i Depositi antropici, discariche per inerti e rifiuti solidi (*h1*), come si riscontra anche nella Carta Geologica Regionale della Regione Toscana – Servizio Geologico Regionale.

Nella sopra citata relazione è stato descritto il sottosuolo della piana di Firenze, costituito da sedimenti plio-quadernari di riempimento del bacino fluvio-lacustre formatosi a seguito della fase tettonica distensiva appenninica, deposti sulle rocce del paleoinvaso; i Depositi alluvionali recenti terrazzati corrispondono ai depositi del Sistema del Fiume Arno (Depositi alluvionali recenti), secondo la classificazione UBSU (Unconformity-bounded Stratigraphic Units) e possono essere inoltre correlati all'Orizzonte Firenze 1 e all'Orizzonte Firenze 2 di Capecchi et al. (1976).

Nei paragrafi seguenti si descrivono le formazioni geologiche presenti (dalla più antica alla più recente).

Depositi alluvionali recenti terrazzati e non terrazzati (bna1 e bna2)

Si tratta di depositi di origine alluvionale costituiti da ghiaie, sabbie e limi dei terrazzi fluviali di 1° e 2° ordine (bna1 e bna2, rispettivamente) i quali compongono la quasi totalità dei terreni affioranti nell'area della carta geologica. Gli interventi oggetto della presente relazione saranno realizzati prevalentemente sui terrazzi fluviali di 1° ordine (bna1).

- *bna1 e bna 2*

Dall'esame della documentazione inerente le campagne di indagine si evince che, dal punto di vista meramente litologico, nell'area interessata dai lavori in progetto affiorano, al di sotto di alcuni decimetri di terreno vegetale (0,20÷0,40 m), limi, limi argillosi, argille limose e argille, a tratti debolmente sabbiosi. Il colore del terreno in posto nelle porzioni più superficiali è ocra, beige o bruno.

- *Depositi alluvionali attuali (b)*

Sono costituiti da ghiaie, sabbie e limi dei letti fluviali attuali, soggetti ad evoluzione con ordinari processi fluviali, nella zona in studio sono presenti negli alvei sia naturali che artificiali del reticolo idrografico.

- *Depositi antropici, terreni di riporto, bonifica per colmata (h5)*

L'unità raggruppa tutti quei depositi connessi con l'attività umana. Comprende quindi terreni di riporto, rilevati stradali, terreni di bonifica per colmata. In particolare, nell'area investigata, essi costituiscono i rilevati delle opere infrastrutturali come le autostrade e gli argini di fossi e di parte del reticolo idrografico minore della Piana (a esempio gli argini del Fosso Reale).

- Depositi antropici, discariche per inerti e rifiuti solidi [h1]

Questa unità identifica i terreni presenti in corrispondenza della discarica di Case Passerini, ubicata a nord della zona in esame, in prossimità della località Osmannoro. La discarica e gli impianti si trovano in un'area delimitata dal Fosso Reale (a sud), dall'autostrada A11 (a nordest) e dagli stagni di Focognano (a nordovest).

3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Un altro aspetto rilevante ai fini della realizzazione delle opere arginali riguarda la determinazione delle caratteristiche idrogeologiche dell'area in esame, finalizzate alla individuazione della presenza di circolazione idrica sotterranea.

Con riferimento agli orizzonti descritti nel Capitolo precedente, dal punto di vista idrogeologico, l' "Orizzonte Firenze 1" può essere considerato un acquitardo con permeabilità nell'ordine di 10^{-7} m/s. L' "Orizzonte Firenze 2", invece, per le sue caratteristiche granulometriche e tessiturali, costituisce il corpo acquifero principale dell'area fiorentina, con permeabilità fortemente variabili, nell'ordine dei $10^{-3} \div 10^{-7}$ m/s. L' "Orizzonte Firenze 3" presenta permeabilità generalmente più basse dell' "Orizzonte Firenze 2", ma può comunque ospitare una significativa circolazione idrica. L' "Orizzonte Firenze 4", infine, può essere sede di limitati acquiferi (in pressione) ubicati nelle lenti di ghiaie e sabbie che si trovano disperse all'interno del corpo costituito dalle argille turchine; tali acquiferi non sono ovviamente di interesse ai fini dello sfruttamento idrico.

La falda nell'area fiorentina è posizionata in corrispondenza dei Depositi Alluvionali Recenti ("Orizzonte Firenze 2") oppure, nella zona delle Cascine-Osmannoro, nei Depositi Alluvionali Antichi ("Orizzonte Firenze 3"). L'acquifero più superficiale ("Orizzonte Firenze 2") può essere rinvenuto nella maggior parte della pianura.

Gli acquiferi sopra elencati sono caratterizzati da porosità primaria e dal punto di vista granulometrico sono composti da ciottoli, ghiaia e sabbia, con una percentuale variabile di matrice limoso-argillosa. Quest'ultima componente influenza indubbiamente il valore della conducibilità idraulica (permeabilità).

Riprendendo quanto riportato nella Relazione geologica redatta dalla Società "Terra e Opere S.r.l.", per quanto riguarda le caratteristiche idrogeologiche della principale unità geologica presente (bna), è possibile stimare la permeabilità su base qualitativa, in funzione degli elementi da cui dipende (caratteristiche litologiche dei terreni affioranti, presenza di pozzi, densità del reticolo idrografico). Nel dettaglio, i terreni di origine alluvionale presenti nelle aree di pianura sono dotati di permeabilità per porosità primaria legata alla presenza di pori tra le particelle del terreno, acquisita al momento della loro formazione. Tale permeabilità per i Depositi alluvionali recenti terrazzati (bna) è in genere bassa e diminuisce o aumenta in corrispondenza rispettivamente dei livelli fini o grossolani. Durante le perforazioni di tutti i sondaggi realizzati per la campagna geognostica di supporto al Masterplan 2014-2029, in alcuni rari casi è stata rinvenuta acqua.

La spiegazione dell'acqua rinvenuta sta nel fatto che il sottosuolo dell'area esaminata, costituito da terreni fine in massima parte rappresentati da argille e limi, è un acquicludo in cui si può avere, nelle stagioni delle piogge, presenza di acqua di ritenzione, dovuta all'alta porosità delle formazioni presenti, che però non circola in virtù della porosità efficace molto bassa (dell'ordine dei pochi punti percentuali).

Per quanto concerne la permeabilità delle altre formazioni affioranti si può affermare che è generalmente molto bassa per i Depositi antropici (h5 e h1), mentre può essere considerata media per i Depositi alluvionali attuali (b).

Di seguito si riporta una Tabella riassuntiva (Tabella 1) che raggruppa le formazioni presenti nell'area in esame per classi di permeabilità.

Tabella 1 Classi di permeabilità

Classe	Terreni permeabili per porosità primaria	Permeabilità
1	Depositi antropici, terreni di riporto, bonifica per colmata (h5) Depositi antropici, discariche per inerti e rifiuti solidi (h1)	Molto bassa
2	Depositi alluvionali recenti terrazzati (bna1 e bna2)	Bassa
3	Depositi alluvionali attuali (b)	Media
4	-	Alta
5	-	Molto alta

Volendo invece fornire un valore indicativo del coefficiente di permeabilità K, si può far riferimento a quello ottenuto dalle prove edometriche dei sondaggi, riportati nei paragrafi successivi della presente Relazione tecnica, che risulta compreso tra 7,04E-12 m/sec (campione S88-C11, argilla con limo) e 2,86E-10 m/sec (campione S116-C11, limo con argilla debolmente sabbioso).

Superficie piezometrica

Come già detto al paragrafo precedente, durante l'esecuzione della quasi totalità dei sondaggi non è stata riscontrata la presenza di acqua; è comunque opportuno fare alcune precisazioni in merito alle interferenze eventualmente presenti e prevedibili tra gli interventi in progetto e le acque di sottosuolo.

La zona in studio presenta schematicamente le seguenti caratteristiche idrogeologiche:

- superficialmente è presente un livello dello spessore di un paio di metri al di sotto del piano di campagna, che a seconda della stagione, può essere interessato da saturazione alla profondità compresa tra 0 e 1,5 m; questo livello non ha alcun valore e interesse dal punto di vista della risorsa idrica;

- al di sotto di due metri di profondità dal piano di campagna fino alla profondità di almeno 25 m non è mai stata registrata presenza di una falda;
- il livello in cui ha sede la falda principale della pianura fiorentina è identificato con l'Orizzonte Firenze 2 (parte inferiore del Sintema del Fiume Arno) e con l'Orizzonte Firenze 3 (Sintema di Firenze) che al di sotto dell'area di interesse per il presente studio non risultano essere presenti.

Per la realizzazione dell'opera in progetto è previsto uno scotico di modesta entità che coinvolgerà solo lo strato superficiale dell'Orizzonte Firenze 1, ragion per cui le uniche interferenze che si potranno avere tra la duna antirumore e le acque di sottosuolo si avranno con quelle che stagionalmente vanno a occupare i primi metri superficiali al di sotto del piano di campagna e non interesseranno mai l'acquifero saturo principale in quanto assente nell'area strettamente di interesse.

Nella campagna di indagini geognostiche di riferimento per il presente studio, sono stati realizzati tre piezometri (nominati con le sigle S88, S90 e S112); le misure piezometriche effettuate indicano le quote riportate nella Tabella 2 seguente.

Tabella 2 Piezometriche

sigla piezometro	quota [m s.l.m.]	profondità [m da p.c.]
S88	34,42	2,75
S90	33,62	3,37
S112	32,42	3,16

E' fondamentale sottolineare che, come sopra scritto, le misure eseguite rappresentano dei livelli piezometrici pertanto, nel caso di un acquifero libero, la superficie piezometrica corrisponde alla reale quota della falda freatica, mentre nel caso di un acquifero confinato, o semi confinato, come quello dell'area di progetto, la superficie piezometrica misurata nei pozzi corrisponde a una quota fittizia, non reale, della falda nel terreno: la quota dell'acqua raggiunta nel pozzo, in questo caso, è determinata infatti dalla pressione dovuta alla differenza di carico tra la zona di alimentazione e l'opera di captazione considerata.

4. GEOMORFOLOGIA

La Nuova inalveazione del Fosso Reale (tratti A-B e B-C), il canale di Derivazione e le Aree di laminazione A e B, verranno realizzati rispettivamente tra il Polo Scientifico, la località Focognano e l'Area di Case Passerini.

La zona è pianeggiante ed è posta a quote variabili tra circa 35 e 39 m s.l.m..

La carta geomorfologica è stata elaborata a partire dai medesimi elaborati delle Indagini geologico-tecniche di supporto al Piano Strutturale e al Secondo Regolamento Urbanistico del Comune di Sesto Fiorentino e integrata con il lavoro di campagna.

Le forme principali sono legate all'attività antropica che ha fortemente modificato il paesaggio; in particolare, l'uomo ha creato una regimazione delle acque meteoriche e di ruscellamento superficiale di tipo artificiale, tale da ritenere assenti fenomeni erosivi di interesse. Le forme individuate sono state classificate in base all'origine e distinte in due gruppi che vengono di seguito descritti.

Forme di origine antropica

Tra le forme legate all'attività antropica si osservano numerosi riporti come i rilevati arginali e stradali (Depositi antropici, terreni di riporto, bonifica per colmata); la discarica di Case Passerini (Discariche per inerti e rifiuti solidi e il lago di Peretola che rappresenta una cava inattiva).

Forme dovute a processi fluviali

Il contatto tra le due unità geologiche affioranti (bna1 e bna2), coincide con il limite deposizionale della conoide alluvionale riscontrata nell'area.

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Premessa

Nel presente Capitolo si riassumono i risultati delle prove in sito e delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati durante le campagne di indagini geognostiche, effettuate negli anni 2015 e 2017, nell'ambito del progetto di realizzazione della nuova pista e delle opere accessorie dell'Aeroporto Internazionale di Firenze Amerigo Vespucci di cui al precedente Master Plan 2014-2029, e che hanno permesso di caratterizzare il terreno da un punto di vista geotecnico (cfr. Relazione geologica redatta dalla Società "Terra e Opere S.r.l.").

Le indagini sono state eseguite dalla Società "Ambiente sc" di Carrara, su incarico di Toscana Aeroporti Engineering S.r.l., allo scopo di studiare le caratteristiche litologiche, stratigrafiche e meccaniche dei terreni presenti nell'area interessata dai lavori in oggetto.

In particolare, per l'area interessata dal progetto delle opere idrauliche, sono state considerate le seguenti prove:

- n. 56 (cinquantasei) pozzetti geognostici con escavatore meccanico denominati PG036÷PG091, aventi una profondità di 2,0 m dal p.c.;
- n. 12 (dodici) prove penetrometriche statiche denominate CPT01÷09, CPT12, CPT50 e CPT51, che hanno raggiunto la profondità comprese tra 5,40 e 7,20 m dal p.c., eseguite dalla società "Geosol S.n.c." di Sovicille (SI);
- n. 7 (sette) prove penetrometriche statiche con piezocono denominate CPTU01÷06 e CPTU25, che hanno raggiunto le profondità comprese tra 8,28 e 10,64 m dal p.c., eseguite dalla società "Geosol S.n.c." di Sovicille (SI);
- n. 17 (diciassette) sondaggi a carotaggio continuo denominati S02, S06÷S12, S68, S71, S75, S76, S78, S79, S81, S87, S89, aventi una profondità di 4,0 m dal p.c.;
- n. 3 (tre) sondaggi a carotaggio continuo denominati S86, S110, S111, aventi una profondità di 7,0 m dal p.c.;
- n. 1 (uno) sondaggio a carotaggio continuo denominato S88, della profondità di 10,0 m dal p.c., attrezzato a piezometro;
- n. 5 (cinque) sondaggi a carotaggio continuo denominati S92, S106, S109, S115, S116, aventi una profondità di 15,0 m dal p.c.;
- n. 2 (due) sondaggi a carotaggio continuo denominati S90 e S112, della profondità di 15,0 m dal p.c., attrezzato a piezometro;
- n. 2 (uno) sondaggi a carotaggio continuo denominati S91 e S117, della profondità di 32,0 m dal p.c.;

- esecuzione di Standard Penetration Test (S.P.T.) eseguite in alcuni sondaggi, i cui risultati sono riassunti di seguito in Tabella 3:

Tabella 3 Standard Penetration Test eseguiti

Sigla sondaggio	S.P.T.	Profondità [m da p.c.]	Profondità [m s.l.m.]	N1	N2	N3	N _{SPT}
S85	1	6,00 ÷ 6,45	33,856 ÷ 39,406	7	7	3	10
	2	10,00 ÷ 10,45	29,856 ÷ 29,406	12	14	18	32
S91	1	2,60 ÷ 3,05	37,951 ÷ 37,501	3	5	8	13
	2	7,00 ÷ 7,45	33,551 ÷ 33,101	6	10	11	21
S92	1	2,10 ÷ 2,55	38,473 ÷ 38,023	3	4	7	11
	2	5,00 ÷ 5,45	35,573 ÷ 35,123	4	6	8	14
S106	1	4,00 ÷ 4,45	34,312 ÷ 33,862	5	6	6	12
	2	6,00 ÷ 6,45	32,312 ÷ 31,862	8	10	12	22
S109	1	2,60 ÷ 3,05	40,086 ÷ 39,636	10	15	20	35
	2	5,50 ÷ 5,95	37,186 ÷ 36,736	5	7	10	17
S116	1	2,10 ÷ 2,55	34,732 ÷ 34,282	2	3	3	6
	2	5,00 ÷ 5,45	32,232 ÷ 31,782	8	14	18	32
S117	1	2,60 ÷ 3,05	34,024 ÷ 33,574	3	4	3	7
	2	7,00 ÷ 7,45	29,624 ÷ 29,174	9	16	0	36

- prelievo di campioni indisturbati con fustella di tipo Shelby dai sondaggi realizzati, alle profondità indicate nelle tabelle seguenti (Tabella 4, Tabella 5);
- sui campioni sopra elencati sono state eseguite alcune prove geotecniche da parte del laboratorio "Igetecma S.n.c." di Montelupo Fiorentino (FI) che sono descritte di seguito nel presente elaborato;

Tabella 4 Campioni indisturbati – Campagna di indagini Anno 2015

sigla sondaggio	sigla campione	profondità [m da p.c.]	quota [m s.l.m.]
S2	C11	0,80 ÷ 1,30	33,80 ÷ 33,3
S6	C11	1,00 ÷ 1,50	35,85 ÷ 35,35
S7	C11	1,00 ÷ 1,50	35,35 ÷ 34,85
S8	C11	1,00 ÷ 1,50	35,575 ÷ 35,075
S9	C11	1,00 ÷ 1,50	35,50 ÷ 35,10
S10	C11	1,50 ÷ 2,00	34,90 ÷ 34,40
S12	C11	1,00 ÷ 1,50	36,05 ÷ 35,55
S68	C11	1,50 ÷ 2,00	34,60 ÷ 34,10
S71	C11	1,50 ÷ 2,00	38,825 ÷ 38,325
S75	C11	1,50 ÷ 2,00	33,775 ÷ 33,275

sigla sondaggio	sigla campione	profondità [m da p.c.]	quota [m s.l.m.]
S78	C11	1,50 ÷ 2,00	34,5 ÷ 34,00
S79	C11	1,50 ÷ 2,00	35,45 ÷ 34,95
S81	C11	1,50 ÷ 2,00	37,75 ÷ 37,25

Tabella 5 Campioni indisturbati – Campagna di indagini Anno 2017

sigla sondaggio	sigla campione	profondità [m da p.c.]	quota [m s.l.m.]
S87	C11	2,00 ÷ 2,50	33,823 ÷ 33,323
S88	C11	1,50 ÷ 2,00	35,67 ÷ 35,17
	C12	3,50 ÷ 4,00	33,67 ÷ 33,17
S89	C11	1,50 ÷ 2,00	35,257 ÷ 34,757
S91	C11	2,00 ÷ 2,50	38,551 ÷ 38,051
	C12	4,50 ÷ 5,00	36,051 ÷ 35,551
	C13	9,00 ÷ 9,50	31,551 ÷ 31,051
S92	C11	1,50 ÷ 2,00	39,073 ÷ 38,573
	C12	3,5 ÷ 4,00	37,073 ÷ 36,573
	C13	6,50 ÷ 7,00	34,073 ÷ 33,573
S106	C11	1,50 ÷ 2,00	36,812 ÷ 36,312
	C12	3,00 ÷ 3,50	35,312 ÷ 34,812
S109	C11	2,00 ÷ 2,50	40,686 ÷ 40,186
	C12	4,00 ÷ 4,50	38,686 ÷ 38,186
	C13	7,00 ÷ 7,50	35,686 ÷ 35,186
S116	C11	2,50 ÷ 3,00	34,332 ÷ 33,832
	C12	3,50 ÷ 4,00	33,332 ÷ 32,832
	C13	6,00 ÷ 6,50	30,832 ÷ 30,332
S117	C11	2,00 ÷ 2,50	34,624 ÷ 34,124
	C12	4,50 ÷ 5,00	32,124 ÷ 31,624
	C13	9,00 ÷ 9,50	27,624 ÷ 27,124
S119	C11	1,50 ÷ 2,00	34,852 ÷ 34,352
	C12	5,50 ÷ 6,00	30,852 ÷ 30,352
	C13	9,00 ÷ 9,50	27,352 ÷ 26,852

- esecuzione di n. 5 (cinque) indagini geofisiche di superficie mediante metodologia di tipo Multi-channel Analysis of Surface Waves (MASW) denominate MASW1÷5 e MASW11, quelle della seconda fase (2017) associate a misure di sismica passiva Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr), realizzate dalla società "Geosol S.n.c." di Sovicille (SI);
- esecuzione di n. 1 (una) indagine geofisica di sismica a rifrazione in onde P e onde S denominata RIFR1, realizzate dalla società "Geosol S.n.c." di Sovicille (SI).

5.2 Risultati delle prove

Con riferimento a quanto indicato nella Relazione geologica redatta dalla Società "Terra e Opere S.r.l.", nel presente paragrafo si riportano esclusivamente le risultanze delle prove che sono state prese in considerazione ai fini della modellazione geotecnica e del calcolo dei cedimenti attesi delle aree interessate dalla realizzazione delle opere arginali.

5.3 Pozzetti geognostici

I pozzetti geognostici sono stati eseguiti con escavatore meccanico cingolato a benna rovescia allo scopo di prelevare campioni da sottoporre ad analisi chimiche di supporto alla redazione del Piano di Utilizzo delle Terre (PUT).

I saggi hanno indagato uno spessore di 2,0 m dal p.c. incontrando, al di sotto di 0,4 m di terreno vegetale (argille limose rimaneggiate con resti di apparati radicali), argille talvolta limose, in alcuni casi compatte, di colore marrone.

5.4 Prove penetrometriche

5.4.1 Prove penetrometriche statiche (CPT)

Le prove penetrometriche statiche sono state realizzate con un penetrometro cingolato gommato, modello TG 63-200 KN, capace di una spinta di 200 kN (20 ton), progettato e prodotto da Pagani Geotechnical Equipment di Piacenza; le verticali hanno raggiunto il rifiuto strumentale a una profondità inferiore ai 15 m dal p.c. previsti. Le prove hanno fornito le seguenti informazioni

Le prove hanno fornito le informazioni riportate sinteticamente qui di seguito per ognuna delle prove considerate (ved. certificati di prova rif elab. FLR-MPL-PFTE-OIE2-003-GL-SC_Geo All B "Geologia Allegato B")

Prova penetrometrica statica CPT 04

- profondità indagata: 6,0 m dal p.c. (rifiuto strumentale);
- secondo l'interpretazione litologica di Begemann (rapporto tra resistenza laterale q_c e laterale f_s), integrata con quella di Schmertmann (q_c-f_s/q_c), la verticale di indagine ha attraversato argille e/o limi con presenza di livelli di limi e/o sabbie, prevalenti fino a 3,0 m;
- dopo un primo strato avente lo spessore di 0,8 m caratterizzato da valori di q_c maggiori di 40 kg/cm², si osserva un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità (più netto a partire da 3,0 m), fino al rifiuto strumentale

Prova penetrometrica statica CPT 05

- profondità indagata: 6,6 m dal p.c. (rifiuto strumentale);
- seguendo l'interpretazione litologica di Begemann (rapporto tra resistenza laterale q_c e laterale f_s), integrata con quella di Schmertmann (q_c-f_s/q_c), la verticale di indagine ha attraversato un'alternanza di argille e/o limi e limi e/o sabbie (questi ultimi prevalenti a partire da 2,40 m dal p.c.), con un livello francamente sabbioso a 3,4 m da p.c.;
- dopo un picco iniziale dei valori di q_c e f_s (spessore 1,0 m) ed un secondo livello fino a 2,40 m caratterizzato da valori costanti, si osserva un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 06

- profondità indagata: 6,0 m dal p.c. (rifiuto strumentale);
- seguendo l'interpretazione litologica di Begemann (rapporto tra resistenza laterale q_c e laterale f_s), integrata con quella di Schmertmann (q_c-f_s/q_c), la verticale di indagine mostra fino a 3,6 limi e/o sabbie con livelli di argille organiche; sono presenti poi argille e/o limi;
- salvo un picco dei valori di q_c e f_s tra 2,2 e 2,4 m dal p.c., si osserva un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 08

- profondità indagata: 6,2 m dal p.c. (rifiuto strumentale);
- seguendo l'interpretazione litologica di Begemann (rapporto tra resistenza laterale q_c e laterale f_s), integrata con quella di Schmertmann (q_c-f_s/q_c), la

verticale di indagine ha attraversato argille e/o limi con presenza di livelli di limi e/o sabbie e francamente sabbiosi (tali livelli sono prevalenti nei primi 2,60 m dal p.c.);

- dopo un primo strato avente lo spessore di 0,8 m caratterizzato da valori di qc maggiori di 40 kg/cm², ed un secondo fino a 2,60 m con qc piuttosto costante, si osserva un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 09

- profondità indagata: 6,2 m dal p.c. (rifiuto strumentale);
- seguendo l'interpretazione litologica di Begemann (rapporto tra resistenza laterale qc e laterale fs), integrata con quella di Schmertmann (qc-fs/qc), la verticale di indagine ha attraversato argille e/o limi con presenza di livelli di limi e/o sabbie, sabbie, sabbie e/o ghiaie (tali livelli sono prevalenti nei primi 3,4 m dal p.c.);
- è presente un picco iniziale caratterizzato da valori di qc e fs elevati, poi, a partire da 3,0 m dal p.c., si osserva un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 12

- profondità indagata: 5,6 m dal p.c. (rifiuto strumentale);
- seguendo l'interpretazione litologica di Begemann (rapporto tra resistenza laterale qc e laterale fs), integrata con quella di Schmertmann (qc-fs/qc), la verticale di indagine ha attraversato argille e/o limi (prevalenti in profondità, da 3,40 m) con presenza di livelli di limi e/o sabbie e più raramente sabbie (tali livelli si incontrano fino a 1,40 m) e argille organiche;
- si osserva un picco iniziale dei valori di qc e fs, fino a 0,8 m dal p.c. e poi, a partire da 3,0 m dal p.c., un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 50

- profondità indagata: 6,6 m dal p.c. (rifiuto strumentale);
- seguendo l'interpretazione litologica di Begemann (rapporto tra resistenza laterale qc e laterale fs), integrata con quella di Schmertmann (qc-fs/qc), la verticale di indagine ha attraversato un'alternanza di argille e/o limi e limi e/o sabbie, con alcuni livelli francamente sabbiosi;

- dopo un piccolo iniziale dei valori di qc e fs, fino a 1,0 m dal p.c., si osserva, a partire da 2,4 m, un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale..

Prova penetrometrica statica CPT 51

- profondità indagata: 5,4 m dal p.c. (rifiuto strumentale);
- seguendo l'interpretazione litologica di Begemann (rapporto tra resistenza laterale qc e laterale fs), integrata con quella di Schmertmann (qc-fs/qc), la verticale di indagine ha attraversato in prevalenza argille e/o limi con alcuni livelli di limi e/o sabbie;
- dopo un piccolo iniziale dei valori di qc e fs, fino a 1,0 m dal p.c., si osserva, a partire da 2,2 m, un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale;

I parametri geotecnici ottenuti sono stati elaborati statisticamente sulla base del 5° percentile della distribuzione dei dati per il calcolo del valore caratteristico (cfr. elab. prog. FLR-MPL-PFTE-OIE2-001-GL-RT_Rel Geo "Relazione geologica") ottenendo i risultati riportati nella seguente Tabella 6:

Tabella 6 Elaborazione statistica prove penetrometriche

Sigla	Valore caratteristico k	Natura coesiva		Natura granulare	
		Cu [kPa]	Mo [kPa]	φ [°]	Mo [kPa]
CPT04	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	70,17	12.062,18	27,49	10.885,38
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	67,57	12.062,18	27,39	9.855,68
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	103,80	15.298,37	29,09	15.445,47
CPT05	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	58,56	11.179,58	27,27	12.650,58
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	60,72	12.797,68	27,35	12.650,58
CPT06	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	58,47	10.149,88	27,33	10.149,88
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	67,04	10.591,18	27,54	10.296,98
CPT07	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	51,36	9.708,58	27,01	9.708,58
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	54,42	9.708,58	27,35	10.885,38
CPT08	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	92,52	12.356,38	27,94	12.061,18
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	91,53	12.356,38	27,87	12.061,18
CPT09	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	63,74	12.944,78	27,29	11.473,78
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	63,74	12.944,78	27,23	11.473,78
CPT12	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	62,99	10.444,08	26,97	11.767,98
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	63,00	10.444,08	26,84	10.885,38

Sigla	Valore caratteristico k	Natura coesiva		Natura granulare	
		c_u [kPa]	M_o [kPa]	ϕ [°]	M_o [kPa]
CPT50	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	47,11	11.179,68	27,04	13.238,98
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	43,72	9.708,58	27,90	12.944,78
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	105,40	13.533,18	28,97	14.709,98
CPT51	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	73,89	12.650,58	27,68	12.650,58
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	70,45	12.650,58	27,58	12.650,58
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	90,31	12.650,58	28,88	12.650,58

5.4.2 Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU)

Le prove penetrometriche statiche CPTU sono state eseguite con un penetrometro cingolato gommato, modello TG 63-200 KN, capace di una spinta di 200 kN (20 ton), progettato e prodotto da Pagani Geotechnical Equipment di Piacenza, attrezzato con punta elettrica/piezocono Geotech.

Le prove sono state realizzate secondo le specifiche ASTM D 5578 - 95 (Standard Test Method for Performing Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils) e ISSMFE (Technical Committee on Penetration Testing (1988) - Cone Penetration Test (CPT): International Reference Test Procedure).

Le verticali hanno raggiunto il rifiuto strumentale a una profondità inferiore ai 15 m dal p.c. previsti. Di seguito si descrivono le prove eseguite (ved. certificati di prova rif elab. FLR-MPL-PFTE-OIE2-003-GL-SC_Geo All B "Geologia Allegato B").

Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU 01

- profondità indagata: 9,72 m dal p.c.;
- nel primo metro circa dal p.c., elevati valori della resistenza alla punta (q_c), con picco fino a circa 10 MPa alla profondità di 50 cm dal p.c.; primo metro di spessore costituito prevalentemente da sabbia limosa e limo sabbioso nella metà superiore e terreni coesivi molto consistenti nella metà inferiore di questo intervallo (SBT, Robertson, 2010); da tale profondità fino a fondo foro, si ha una drastica riduzione della q_c nella colonna argillosa, con q_c compresa mediamente fra 2 e 3 MPa, con punte locali di 4 MPa; da circa 9,50 m dal p.c. fino a fondo infissione la q_c torna a crescere fino a circa 6 Mpa;

- la resistenza laterale (f_s) presenta un andamento simile a quello della resistenza alla punta (q_c), sebbene con il picco sfasato per motivi litologici, con valori fino a 500 kPa in corrispondenza della profondità di circa 1 m dal p.c., per diminuire progressivamente nella colonna argillosa fino a 100÷150 kPa a 6,50 m dal p.c., per poi risalire fino a valori di 400÷500 kPa, sempre nella colonna argillosa, fino a fondo infissione (9,72 m dal p.c.);
- la pressione interstiziale (u) assume valori prossimi allo 0 (zero) fino a circa 2,5 m dal p.c., poi aumenta progressivamente nella colonna argillosa fino alla profondità di circa 6 m dal p.c. con valori di pressione dei pori che raggiungono 1500÷1800 kPa, poi si assesta a 1250 kPa fino a 7,5 m dal p.c. e torna ad aumentare fino a quasi 3.000 kPa a fondo infissione.

Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU 02

- profondità indagata: 10,64 m dal p.c.;
- nei primi 70 cm circa dal p.c., elevati valori della resistenza alla punta (q_c), fino a circa 7 MPa, corrispondenti ad un intervallo costituito prevalentemente da sabbia limosa e limo sabbioso (SBT, Robertson, 2010); da tale profondità fino a fondo foro, si ha una drastica riduzione della q_c in presenza di argille, con q_c compresa mediamente fra 2,00 e 4,00 MPa, fino a raggiungere valori prossimi a 1,5 MPa in corrispondenza di argille poste a circa 2,00÷2,50 m dal p.c.;
- la resistenza laterale (f_s) presenta un andamento simile a quello della resistenza alla punta (q_c), sebbene con il picco sfasato per motivi litologici, con valori di 250÷450 kPa nell'intervallo 0,75÷1,75 m p.c. costituito da argille e argille limose consistenti o molto consistenti, per diminuire ed assestarsi a valori di 100÷200 kPa nell'intervallo argilloso fino a circa 9,00 m dal p.c., per poi crescere nelle argille a valori medi di 300 kPa fino a fondo infissione (10,64 m dal p.c.);
- la pressione interstiziale (u) assume valori prossimi allo 0 (zero) fino a circa 3 m dal p.c., poi aumenta progressivamente nella colonna argillosa fino alla profondità di circa 9 m p.c. con valori di pressione dei pori che raggiungono 1.250 kPa, poi si annulla a circa 9,25 m dal p.c. e torna ad aumentare fino a 250 kPa a fondo infissione.

Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU 03

- Profondità indagata: 8,28 m dal p.c.;
- nei primi 1,7 m dal p.c., elevati valori della resistenza alla punta (q_c), con picco fino a circa 7 MPa alla profondità di 1 m dal p.c.. I primi 1,7 m di spessore sono costituiti prevalentemente da argille e limi argillosi (SBT, Robertson, 2010); da

tale profondità fino a fine infissione si ha una riduzione della q_c compresa in un intervallo tra 2 e 3 Mpa;

- la resistenza laterale (f_s) presenta andamento simile a quello della resistenza alla punta (q_c), sebbene il picco presente nel livello superiore si riscontri a una profondità di 1,5 metri per motivi litologici con una f_s di circa 500 kPa; oltre 1,7 m l'andamento della resistenza laterale diminuisce rispetto al livello soprastante oscillando tra 150 kPa e 250 kPa fino a fondo infissione (8,28 m dal p.c.);
- la pressione interstiziale (u) assume valori prossimi a 0 (zero) kPa fino a circa 2,7 m dal p.c., successivamente aumenta nella colonna argillosa fino a valori di 1.375 kPa alla profondità di 6,2 m dal p.c., per poi oscillare fino a fondo infissione (8,28 m dal p.c.) su valori compresi tra 1.100 e 1.300 kPa.

Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU 04

- profondità indagata: 9,22 m dal p.c.;
- nei primi 50 cm circa dal p.c., elevati valori della resistenza alla punta (q_c), superiori a circa 5 MPa, corrispondenti ad un intervallo costituito prevalentemente da sabbia e sabbia limosa (SBT, Robertson, 2010); da tale profondità fino a fondo foro, si ha una drastica riduzione della q_c in presenza di argille, con q_c compresa mediamente fra 2,00 e 2,50 MPa, fino a raggiungere valori inferiori a 1 MPa in corrispondenza di argille con contenuto organico discreto a circa 2,00÷2,50 m dal p.c.;
- la resistenza laterale (f_s) presenta un andamento simile a quello della resistenza alla punta (q_c), sebbene con il picco sfasato per motivi litologici, con valori fino a 400 kPa nell'intervallo argilloso 0,50÷1,00 m dal p.c., per diminuire fino a 100 kPa a 2,50 m dal p.c. nell'intervallo con discreto contenuto organico, per poi assestarsi a valori di 100÷250 kPa nella colonna argillosa sottostante fino a fondo infissione (9,22 m dal p.c.);
- la pressione interstiziale (u) assume valori negativi in corrispondenza dell'intervallo 1,00÷2,80 m dal p.c., fino ad aumentare progressivamente nella colonna argillosa fino a fondo infissione con valori di pressione dei pori che raggiungono 300 kPa.

Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU 05

- profondità indagata: 10,28 m dal p.c.;
- nei primi 1,5 m da dal p.c. si rilevano elevati valori della resistenza alla punta, soprattutto in prossimità del piano di campagna dove q_c raggiunge 5,7 MPa (presenza di suolo compatto); dalla profondità di 1,5 m dal p.c. fino a fondo

infissione (10,28 m dal p.c.), i valori della resistenza alla punta rimangono abbastanza costanti, con valori più bassi rispetto al livello soprastante, oscillando da 0,7 a 3,6 MPa; le oscillazioni più marcate corrispondono a livelli argillosi più compatti;

- la resistenza laterale (f_s) presenta andamento simile alla resistenza alla punta (q_c), dal piano di campagna la f_s inizia a crescere fino a raggiungere il valore massimo a 1,0 m da p.c. (350 kPa); da 1,5 m dal p.c. risale fin a 280 kPa alla profondità di 3,7 m dal p.c. per poi diminuire e oscillare tra 100 e 205 kPa fino alla profondità di 8,0 m dal p.c.; a partire da tale quota si ha un nuovo aumento fino a 280 kPa a 8,5 m dal p.c.; da questa profondità la resistenza laterale (f_s) diminuisce leggermente per poi risalire da 10 m dal p.c. fino a fondo infissione (10,28 m dal p.c.), dove raggiunge i 290 kPa;
- la pressione interstiziale (u) a partire dal piano di campagna inizia è compresa tra 480 e 100 kPa fino alla profondità di 1,3 m dal p.c., poi si stabilizza intorno a 100 kPa fino alla profondità di 3,0 m dal p.c.; da tale quota la pressione cresce fino ad arrivare a 1.050 kPa (3,6 m dal p.c.) per poi subire una forte diminuzione a 3,7 m dal p.c. (190 kPa.); risale poi rapidamente oscillando e tra 450 e 900 kPa fino alla profondità di 8,0 m dal p.c. dove arriva ad un valore di 1.050 kPa; da 8,0 m dal p.c. la pressione "u" diminuisce drasticamente arrivando a raggiungere 10 kPa alla profondità di 8,1 m dal p.c., risale poi fino a fondo infissione dove raggiunge il valore massimo pari a 1.600 kPa.

Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU 06

- profondità indagata: 11,18 m dal p.c.;
- nei primi 1,4 m dal p.c., si registrano elevati valori della resistenza alla punta (q_c), con valori fino a circa 7,5 MPa, corrispondenti a un intervallo costituito prevalentemente da sabbia e suolo molto compatto (SBT, Robertson, 2010); da tale profondità fino ad una profondità di 6,6 m dal p.c., si ha una drastica riduzione della q_c per la presenza di argille, con q_c compresa mediamente fra 1,5 e 3,5 Mpa; da 6,6 a 6,9 m dal p.c. è presente un livello di argilla e limo argilloso che produce un aumento della resistenza alla punta che raggiungere valori di 5,4 Mpa, fino a fondo infissione l'andamento della q_c ritorna su valori compresi tra 1,4 e 3 Mpa fino a fondo infissione (11,18 m dal p.c.);
- la resistenza laterale (f_s) presenta un andamento molto simile alla resistenza alla punta (q_c) eccetto che per i primi 0,50 m dal p.c., dove si riscontrano valori iniziali della f_s bassi per la presenza di sabbie, valori compresi tra 70 e 230 kPa per salire a valori molto più alti fino alla profondità di 1,0 m dal p.c. dove la f_s che raggiunge circa 470 kPa per poi decrescere, fino ad una profondità di 1,4

m dal p.c., per ritornare a valori di 200 kPa; da 1,4 a 6,6 m dal p.c. la resistenza laterale (f_s) ha oscillazioni che variano da 100 a 230 kPa, successivamente si ha un repentino aumento della f_s , tra 6,6 e 6,9 m dal p.c., dove la f_s raggiunge i 320 kPa per la presenza di limi argillosi per poi ritornare su valori compresi tra i 100 ed i 250 kPa fino alla profondità di fine infissione (11,18 m dal p.c.);

- la pressione interstiziale (u) assume valori prossimi allo 0 (zero) fino a 3,6 m dal p.c., successivamente aumenta progressivamente fino alla profondità di 6,6 m dal p.c. dove raggiunge il valore massimo di 1.700 kPa, poi subisce un forte calo alla profondità di 8,3 m dal p.c. (300 kPa) per poi risalire a valori compresi tra 500 e 850 kPa fino a fondo infissione (11,18 m dal p.c.).

Prova penetrometrica statica con piezocono CPTU 25

- profondità indagata: 9,69 m dal p.c.;
- nei primi 1,6 m circa dal p.c., si rilevano elevati valori della resistenza alla punta (q_c), che oscilla tra 1,5 e 4,3 MPa, corrispondenti a un intervallo costituito prevalentemente da suolo compatto (SBT, Robertson, 2010); dalla profondità di 1,6 a 3,7 m dal p.c. la resistenza alla punta rimane pressoché costante oscillando tra 1,2 a 1,9 Mpa per la presenza di argille; dalla profondità di 3,7 fino a fine infissione (9,69 m dal p.c.) la q_c varia da 1,4 a 3,9 Mpa, i valori più alti corrispondono a piccoli livelli di argille più compatte;
- nel primo metro dal piano di campagna i valori della resistenza laterale (f_s), aumentano costantemente fino a raggiungere 340 kPa, successivamente decrescono fin alla profondità di 1,9 m dal p.c.; da qui fino a fondo foro (9,69 m dal p.c.) la resistenza alla punta subisce oscillazioni comprese tra 80kPa e 260 kPa per la presenza di piccoli livelli più o meno coesivi;
- i valori della pressione interstiziale (u) sono prossimi a 0 (zero) kPa fino alla profondità di 2,5 m dal p.c., successivamente la pressione incrementa fino alla profondità di 4,2 m dal p.c. dove raggiunge 1.100 kPa; alla profondità di 4,3 m dal p.c. la pressione interstiziale subisce una forte diminuzione arrivando a 30 kPa; dalla profondità di 4,3 m dal p.c. si osserva un aumento fino a raggiungere 1.100 kPa per poi subire un forte abbassamento alla profondità di 5,1 m dal p.c., dove raggiunge 190 kPa; da questa profondità si registra un aumento fino a 1.200 kPa per poi subire un forte calo alla profondità di 7,6 m dal p.c. (30 kPa); successivamente. la u aumenta fino a fine infissione (9,69 m dal p.c.) raggiungendo i 1.000 kPa.

Anche nel caso delle CPTU i parametri geotecnici ottenuti sono stati elaborati statisticamente sulla base del 5° percentile della distribuzione dei dati per il calcolo del valore caratteristico ottenendo i risultati riportati nella Tabella 7:

Tabella 7 Parametri geotecnici - CPTU

Sigla	Valore caratteristico k	c_u [kPa]	M_o [kPa]
CPTU01	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	72,28	41.802,32
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	72,28	41.643,87
CPTU02	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	57,52	35.163,01
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	58,52	35.434,26
CPTU03	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	65,91	36.297,34
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	65,72	36.216,54
CPTU04	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	41,86	26.121,24
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	41,86	26.010,90
CPTU05	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	30,23	21.228,23
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	30,23	21.038,11
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	50,48	20.584,73
CPTU06	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	23,18	25.592,95
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	23,18	25.245,15
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	56,30	26.282,78
CPTU25	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	59,27	29.672,42
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	60,52	29.898,68
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	82,75	30.762,76

5.4.3 Sondaggi a carotaggio continuo

I sondaggi a carotaggio continuo sono stati eseguiti con una sonda perforatrice cingolata; la stratigrafia e le fotografie delle cassette contenenti le carote sono riportate nell'allegato A.

Dai risultati dei sondaggi a carotaggio continuo lungo il tracciato della nuova

idrografia sono presenti, al di sotto di 0,1÷0,5 m di suolo vegetale, prevalentemente argille e limi, spesso compatti (soprattutto nei primi 2,0÷3,0 m di profondità dal p.c.). Nella porzione sud-orientale, è presente invece un primo strato costituito da terreno di riporto, soprastante a limi argillosi.

Come detto, durante la perforazione di alcuni sondaggi sono state realizzate prove Standard Penetration Test (S.P.T.) seguendo le norme di riferimento AGI e ASTM; i risultati delle prove S.P.T., riportati nella Tabella 8, permettono di ricavare indicazioni sulle caratteristiche geotecniche del terreno incontrato attraverso correlazioni di natura empirica. Nel caso in esame, considerando la natura dei terreni e le altre indagini a disposizione (campioni indisturbati, prove penetrometriche), si è scelto di determinare l'angolo di attrito interno (utilizzando le formule del Japanese National Railway, di Owasaki & Iwasaki, Meyerhof, Peck-Hanson & Thornburn, Sowers e del Road Bridge Specification) e il modulo edometrico (con le correlazioni di Stroud & Butler).

Tabella 8 Parametri geotecnicici ricavabili dai valori di N_{SPT}

Sigla sondaggio	SPT	Litologia	f [°]	Eed [kPa]
S91	1	argilla limosa moderatamente consistente	29,0÷34,8	6.374,32÷7.649,19
	2	argilla deb. limosa consistente	32,7÷37,4	10.296,98÷12.356,38
S92	1	argilla limosa	27,8÷34,0	5.393,66÷6.472,39
	2	argilla molto consistente	29,5÷35,1	6.854,66÷8.237,59
S106	1	argilla e limo	28,4÷34,4	5.883,99÷7.060,79
	2	argilla e limo	33,2÷37,7	10.787,32÷12.944,78
S116	1	limo argilloso deb. sabbioso	26,0÷32,1	2.942,00÷3.530,39
	2	Limi e argille	35,8÷40,3	15.690,64÷18.828,77
S117	1	limo argilloso deb. sabbioso	25,2÷32,5	3.432,33÷4.118,79
	2	limo argilloso	36,4÷41,8	17.651,97÷21.182,36

5.4.4 Prove geotecniche di laboratorio

Durante l'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo sono stati prelevati dei campioni indisturbati che sono stati inviati successivamente presso il Laboratorio "Igetecma S.n.c." di Montelupo Fiorentino (FI) per essere caratterizzati attraverso prove geotecniche.

In particolare, su tutti i campioni prelevati sono state eseguite le seguenti prove:

- prove speditive di consistenza (ASTM 2488);
- determinazione del contenuto d'acqua (ASTM D 2216);
- analisi granulometrica per sedimentazione (Raccomandazione AGI 1994, ASTM D 422);
- analisi granulometrica per vagliatura per via umida (Raccomandazione AGI 1994, ASTM D 422);
- determinazione limiti di Atterberg (ASTM D 4318);
- determinazione del peso dell'unità di volume (ASTM D 2937, BS 1377 T15/D).

Inoltre, su alcuni di essi sono state effettuate le seguenti prove:

- determinazione del peso specifico dei granuli (CNR-UNI 10013, ASTM D 854);
- prova di compressione semplice E.L.L.;
- prova triassiale non consolidata non drenata U.U. (ASTM D 2850);
- prova triassiale consolidata non drenata C.U.;
- prova triassiale consolidata drenata C.I.D. (Raccomandazione AGI 1994, ASTM D 5311);
- prova edometrica (ASTM D 2435);
- prova di taglio diretto (ASTM D 3080).

I parametri geotecnici ottenuti dalle prove di laboratorio sono stati elaborati statisticamente sulla base del 5° percentile della distribuzione dei dati per il calcolo del valore caratteristico.

5.4.5 Considerazioni sui terreni coesivi superficiali

Con riferimento alla Relazione geologica redatta dalla Società "Terra e Opere S.r.l." si osserva che l'analisi delle prove di laboratorio (prove edometriche) e delle prove in sito (CPT) ha mostrato la presenza di terreni superficiali con un elevato grado di sovraconsolidazione (OCR), concentrata soprattutto nei primi 1.50-2.00 metri di profondità dal piano campagna e dovuta a processi di essiccamento per temporanea emersione di sedimenti in ambiente di deposizione lacustre-palustre.

Tali processi sono annoverati in letteratura fra le cause di preconsolidazione di terreni, tuttavia rappresentano un fenomeno diverso da quello meccanico dovuto a precarico e successiva erosione.

Tali evidenze di sovraconsolidazione sono state registrate anche in corrispondenza di aree limitrofe a quella in oggetto in terreni coesivi del tutto analoghi, quali argille

limose e limi argillosi e sono documentate, ad esempio, presso l'area di Case Passerini per la progettazione del nuovo impianto di recupero energia da incenerimento rifiuti non pericolosi, presso l'area di Peretola-Castello (in G. Vannucchi "Analisi statistica e sperimentale della compressibilità dei terreni di fondazione nell'area di Peretola-Castello", Rivista Italiana di geotecnica, A.G.I., 1987), presso l'area del Polo Scientifico Universitario di Sesto Fiorentino.

Per quanto riguarda l'area interessata dalle opere arginali (ma ciò può essere esteso anche per le aree circostanti che erano oggetto delle opere previste dal precedente Masterplan 2014-2029), la sovraconsolidazione assume valori molto variabili sia in senso orizzontale che verticale.

Le Figure seguenti (Figura 4 e Figura 5) mostrano, rispettivamente, la pressione di preconsolidazione (da prova edometrica) e l'OCR conseguente (rapporto fra la pressione di preconsolidazione e la pressione verticale efficace alla profondità di campionamento del terreno) ricavate dai campioni di terreno prelevati dai sondaggi eseguiti nelle diverse aree interessate dalla realizzazione delle opere arginali in progetto (Nuova inalveazione del Fosso Reale, Aree di laminazione A e B, canale di Derivazione del Fosso Reale).

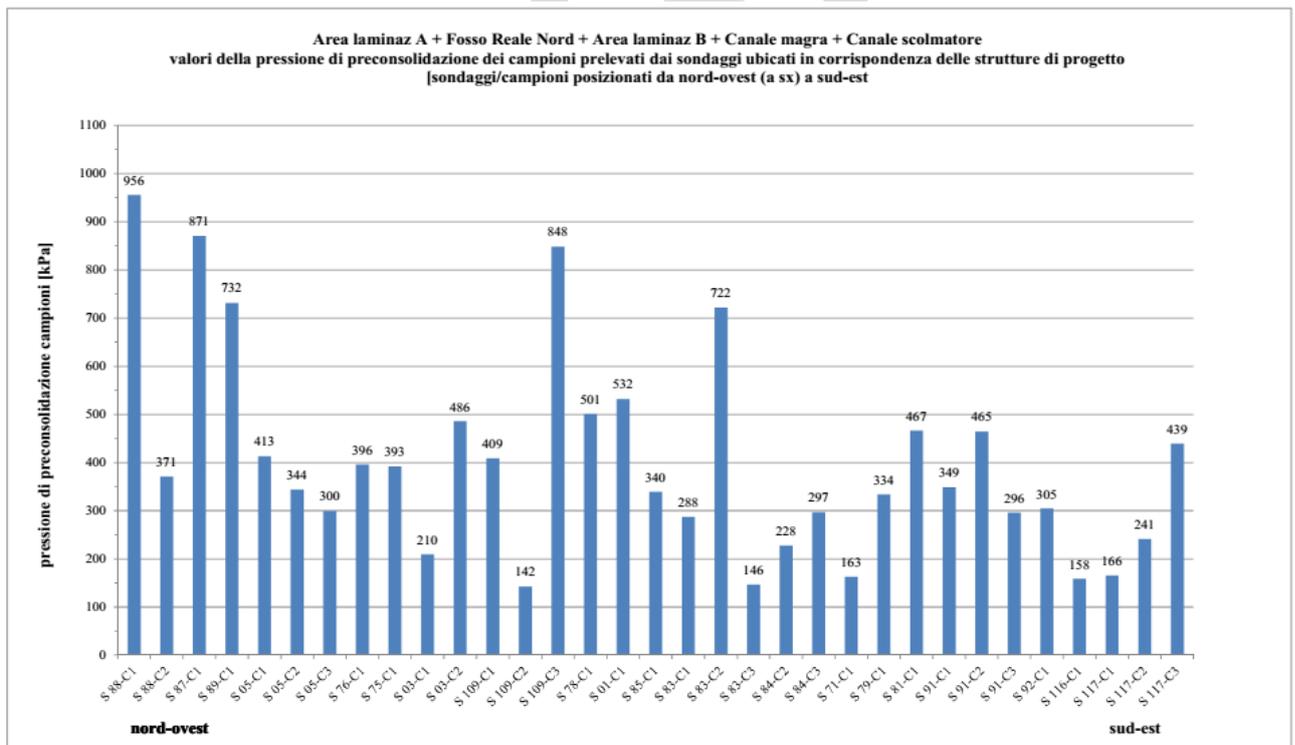


Figura 4 Valori della pressione di preconsolidazione ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi realizzati all'interno delle diverse aree interessate dalle opere arginali

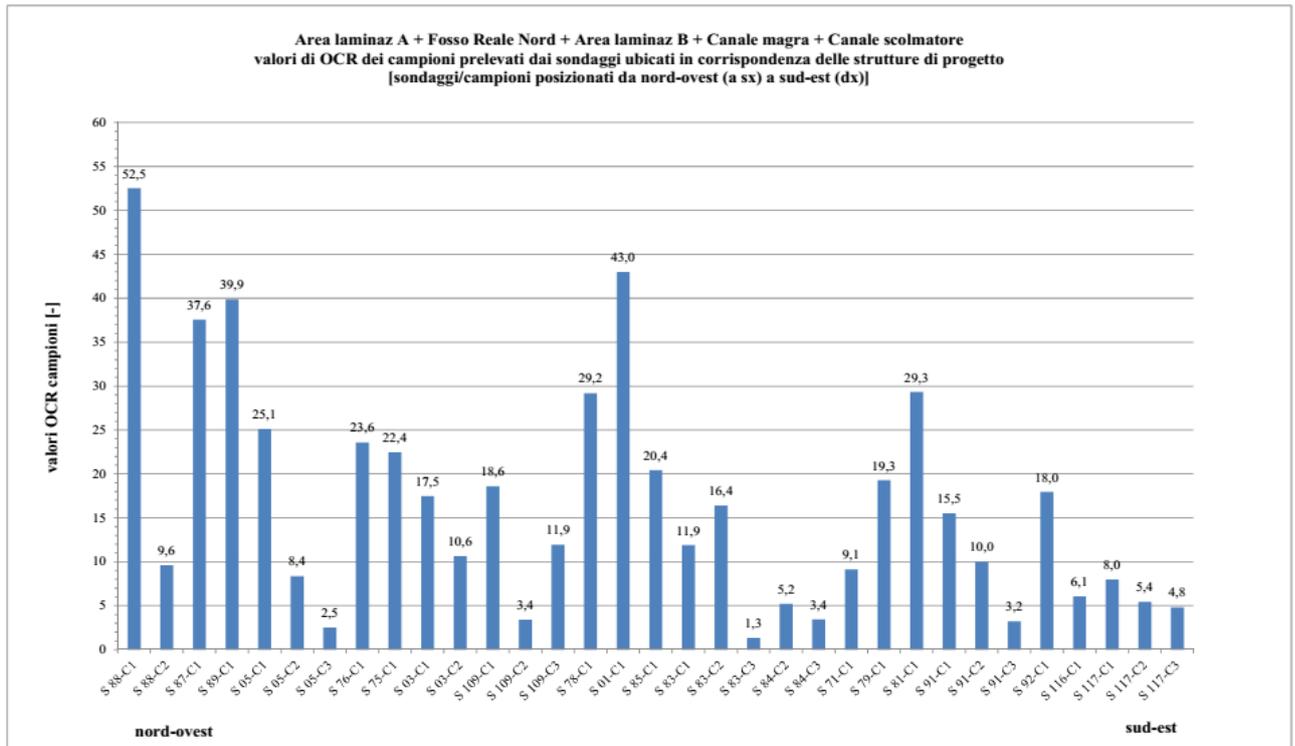


Figura 5 Valori di OCR ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi realizzati all'interno delle diverse aree interessate dalle opere arginali

In Figura 6, invece, i valori di OCR dei campioni prelevati dai sondaggi realizzati all'interno delle diverse aree di intervento del sistema del Fosso Reale vengono posizionati alla profondità di prelievo, evidenziando quanto detto riguardo alla maggiore concentrazione della sovraconsolidazione nei primi 1,50÷2,00 m di spessore dal p.c..

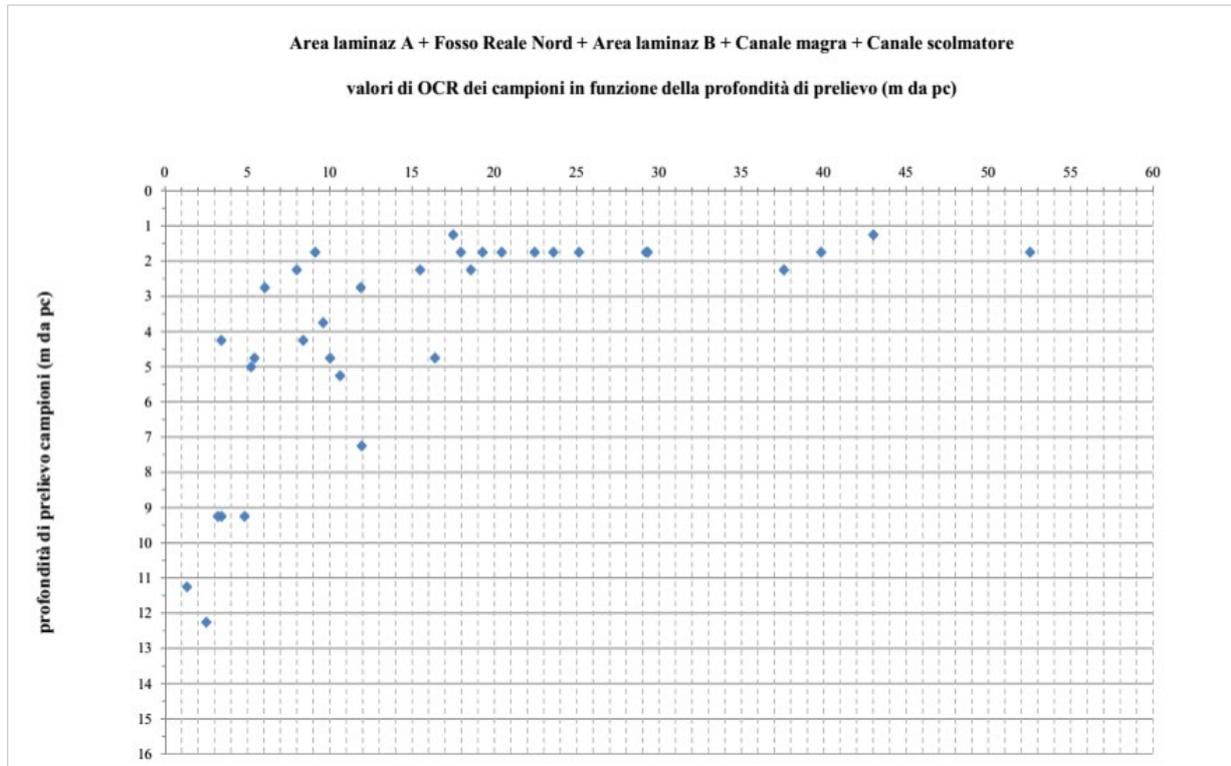


Figura 6 Valori di OCR in funzione della profondità di prelievo (m dal p.c.), ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni dei sondaggi ubicati all'interno delle diverse aree del sistema del Fosso Reale.

Nella Tabella 9 seguente sono riportati valori statistici di alcuni parametri derivati dalle prove edometriche.

Tabella 9 Parametri statistici dei parametri derivati dalle prove edometriche

Parametro statistico	Indice ricomprensione Cr	Indice di compressione Cc	Indice di rigonfiamento Cs	Pressione di preconsolidazione σ'_{vmax} [kPa]	OCR
Media	0.04388	0.17976	0.06269	403.2	16.5
Mediana	0.04435	0.17622	0.06499	348.6	11.9
Dev. St.	0.016	0.038	0.018	212.8	12.9

6. MODELLAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

6.1 Modello geologico del sottosuolo

Le indagini condotte e riportate precedentemente in maniera sintetica permettono di identificare nell'intera area interessata dalla realizzazione delle opere idrauliche (nuovo tracciato del Fosso Reale tratti A-B e B-C, Aree di laminazione A e B, canale di Derivazione del Fosso Reale), un intervallo superficiale, limitato ai primi 2,0÷2,5 m di spessore dal p.c., costituito prevalentemente da limo con argilla debolmente sabbioso e più raramente anche ghiaioso, nel quale la frazione granulare è limitata al massimo al 10% del totale della granulometria (tale frazione granulare è molto spesso costituita da concrezioni carbonatiche).

In questo contesto il sottosuolo interessato dalle opere in oggetto può essere considerato, ai fini della modellazione geologica, come un unico strato sulla base dell'analisi litologica e stratigrafica, integrando i dati dei sondaggi con le analisi granulometriche e le prove penetrometriche (CPT).

Dall'alto verso il basso, al di sotto di uno spessore medio di circa 0,30 m di suolo vegetale, è possibile individuare la seguente litologia:

- da 0,20÷0,40 a (almeno) 15,0 m dal p.c.: argilla limosa (argilla con limo) e limo argilloso (limo con argilla), localmente debolmente sabbiosi, di colore prevalentemente nocciola o bruno, con venature grigio-verdastre, con presenza variabile di concrezioni carbonatiche e di noduli di alterazione di Fe/Mn, da consistenti a molto consistenti; localmente, presenza di sottili intervalli a granulometria mista coesiva-incoerente (limo sabbioso, sabbia limosa, raramente sabbia pulita), soprattutto nella parte più superficiale dello strato (nei primi 2-3 m dal p.c), in corrispondenza delle CPT01, CPT02, CPT06 e, specialmente, CPT03 e CPT07.

A partire da profondità di 20÷25 m dal p.c. (circa 20÷15 m s.l.m.), fino ad almeno 50÷65 m dal p.c. si incontrano, nei pressi della deviazione del nuovo tracciato del Fosso Reale (in S91, vicino allo stabilimento della Baxter Manufacturing S.p.A., e nei sondaggi profondi eseguiti presso il complesso del Polo Scientifico Universitario) limi argillosi con ghiaia con elementi di dimensioni centimetriche di natura calcarea, calcarea-marnosa, calcarea-arenacea, o di ghiaia e sabbia grossolana in matrice limosa-argillosa.

Intervalli di un paio di metri di spessore costituiti da argilla limosa con ghiaia poligenica si rinvennero anche nei sondaggi profondi realizzati presso la discarica di Case Passerini, a partire dalla profondità di circa 30 m dal p.c. (circa 5÷10 m s.l.m.).

6.2 Grado di consolidazione delle argille

L'analisi delle prove in sito e delle prove di laboratorio sui campioni prelevati durante l'esecuzione dei sondaggi ha evidenziato indici di sovraconsolidazione particolarmente elevati, sempre superiori a 5 (cinque).

Anche l'esecuzione delle prove CPT ha evidenziato una sovraconsolidazione delle argille molto elevata, come si evince dai certificati di prova allegati alla Relazione Geologica a supporto del Progetto.

Tuttavia, con riferimento a quanto indicato al paragrafo 5.4.5 della presente Relazione Specialistica e considerando l'evoluzione geomorfologica dell'area in esame (cfr. Relazione geologica redatta da "Terra e Opere S.r.l."), la natura dei materiali, il loro processo di deposizione ed i valori degli indici OCR riscontrati, si può ipotizzare che il processo di consolidazione delle argille presenti in sito non sia legato a precarichi agenti durante la storia tensionale dei materiali ma, verosimilmente, ad una alternanza di processi di saturazione ed essiccazione per temporanea emersione di sedimenti in ambiente di deposizione lacustre-palustre.

Contestualmente, l'analisi dei parametri geologici-geotecnici regionali di riferimento unita agli studi condotti nell'area in esame (vedasi ad es. lo studio "*Analisi statistica e sperimentale della compressibilità dei terreni di fondazione nell'area di Peretola-Castello*" del Prof. Ing. G. Vannucchi dell'Università di Firenze), confermano la natura dei materiali in sito (terreno limo argilloso moderatamente sovraconsolidato, di origine fluviale e lacustre, con presenza di inclusioni lenticolari sparse di ghiaie e ciottoli) evidenziando un grado di consolidazione OCR delle argille presenti in sito variabile tra OCR=1 (argille normalconsolidate), che rappresenta il caso più frequente, e OCR=3.6 (argille moderatamente sovraconsolidate).

In definitiva, sulla base delle osservazioni fin qui svolte ed in virtù dei dati scaturiti dalle indagini in sito e dalle prove di laboratorio, nonché dei parametri di letteratura dell'area in esame ormai consolidati e riconosciuti, si ritiene di considerare, con riguardo al grado di consolidazione da assumere ai fini della modellazione geotecnica e per il calcolo dei cedimenti, i terreni più superficiali (fino a -1,00 m dal p.c.) come moderatamente sovraconsolidati (OCR=3) ed i terreni sottostanti come normalconsolidati (OCR=1): tale ipotesi si ritiene la più rispondente e rappresentativa delle caratteristiche dei materiali presenti nell'area in esame.

6.3 Modello geotecnico

Con riferimento alla Relazione Geologica a supporto del Progetto delle opere idrauliche, considerando la tipologia e l'estensione delle opere e vista la quantità delle indagini a disposizione, si è ritenuto opportuno definire un modello geotecnico distinto per ognuno degli interventi previsti (Nuova inalveazione del Fosso Reale (tratto A-B) e Area di laminazione B, Area di laminazione A, Nuova inalveazione del Fosso Reale (tratto B-C), Canale di Derivazione del Fosso Reale (tratto B-D).

In linea generale, prendendo in considerazione i Limiti di Atterberg (limiti di consistenza) i terreni sopra descritti sono classificati, secondo la Carta di plasticità di Casagrande, come argille inorganiche di alta (CH) plasticità.

Il grado di sovraconsolidazione, in base a quanto affermato nel paragrafo 6.2, viene fissato pari a $OCR=3$ (argille moderatamente S.C.) per il primo metro più superficiale (-1,00 m dal p.c.) e quindi posto pari a $OCR=1$ (argille N.C.) per profondità superiori.

Con riferimento al modello geologico descritto al par. 6.1, ed in funzione dell'opera in progetto e del relativo volume significativo, si riportano di seguito i valori caratteristici dei parametri geotecnici per ognuna delle aree individuate.

6.3.1 Nuova inalveazione del Fosso Reale (tratto A-B) e area di laminazione "B"

Con riferimento al modello geologico descritto precedentemente, si riportano di seguito i valori caratteristici dei parametri geotecnici per lo strato individuato (argilla limosa e limo argilloso):

- peso di volume $\gamma = 19,33 \text{ kN/m}^3$;
- coesione non drenata $c_u = 79,70 \text{ kPa}$;
- angolo di attrito interno $\phi = 19,51^\circ$;
- coesione drenata $c' = 7,39 \text{ kPa}$;
- Modulo Edometrico $E_d = 9.708,58 \text{ kPa}$.

6.3.2 Area di laminazione "A"

Con riferimento al modello geologico descritto precedentemente, si riportano di seguito i valori caratteristici dei parametri geotecnici per lo strato individuato (argilla limosa e limo argilloso):

- peso di volume $\gamma = 19,55 \text{ kN/m}^3$;
- coesione non drenata $c_u = 54,42 \text{ kPa}$;

- angolo di attrito interno $\phi = 21,50^\circ$ (ottenuto da prova di taglio diretto eseguita sul campione S88-C11);
- coesione drenata $c' = 10,60$ kPa (ottenuta da prova di taglio diretto eseguita sul campione S88-C11);
- Modulo Edometrico $E_d = 9.708,58$ kPa.

6.3.3 canale di Derivazione del Fosso Reale (tratto B-D)

Con riferimento al modello geologico descritto precedentemente, si riportano di seguito i valori caratteristici dei parametri geotecnici per lo strato individuato (argilla limosa e limo argilloso):

- peso di volume $\gamma = 19,38$ kN/m³;
- coesione non drenata $c_u = 51,64$ kPa;
- angolo di attrito interno $\phi = 16,02^\circ$;
- coesione drenata $c' = 7,24$ kPa;
- Modulo Edometrico $E_d = 9.855,68$ kPa.

6.3.4 Nuova inalveazione del Fosso Reale (tratto B-C)

Con riferimento al modello geologico descritto precedentemente, si riportano di seguito i valori caratteristici dei parametri geotecnici per lo strato individuato (argilla limosa e limo argilloso):

- peso di volume $\gamma = 19,50$ kN/m³;
- coesione non drenata $c_u = 48,26$ kPa;
- angolo di attrito interno $\phi = 15,48^\circ$;
- coesione drenata $c' = 4,93$ kPa;
- Modulo Edometrico $E_d = 9.708,58$ kPa (ottenuto da prove penetrometriche);
- Modulo Edometrico $E_d = 7.300$ kPa (ottenuto da prova edometrica eseguita sul campione S71/C1 per carico pari a 93,3 kPa).

Ai fini del calcolo dei cedimenti attesi sono state prese in considerazione le risultanze delle prove edometriche eseguite sui campioni prelevati in prossimità delle aree sulle quali sorgeranno le nuove arginature

In particolare, nelle seguenti Tabella 10 e 11 si elencano i sondaggi considerati e le relative profondità di prelievo dei campioni:

Tabella 10 Campioni considerati per gli argini (parte 1/2)

CAMPIONE	S71	S75	S76	S81	S87	S88
Profondità [m]	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0	2.0÷2.5	1.5÷2.0
	*	*	*	*	*	3.5÷4.0
	*	*	*	*	*	*

Tabella 11 Campioni considerati per gli argini (parte 2/2)

CAMPIONE	S89	S91	S92	S109	S116	S117
Profondità [m]	1.5÷2.0	2.0÷2.5	1.5÷2.0	2.0÷2.5	2.5÷3.0	2.0÷2.5
	*	4.5÷5.0	*	4.0÷4.5	*	4.5÷5.0
	*	9.0÷9.5	*	7.0÷7.5	*	9.0÷9.5

Nelle seguenti Tabella 12, 13 e 14 si riportano i dati derivanti dalle prove edometriche effettuate sui campioni sopra elencati, integrati ed incrociati con i risultati provenienti dall'analisi delle prove CPT.

Tabella 12 Parametri geotecnici (parte 1/3)

CAMPIONE	S71C1	S75C1	S76C1	S81C1	S87C1	S88C1	S88C2
Profondità [m]	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0	2.0÷2.5	1.5÷2.0	3.5÷4.0
Indice dei vuoti e	0.717	0.684	0.696	0.714	0.579	0.515	0.602
Indice di compressione C_c	0.1749	0.1978	0.1729	0.2067	0.1821	0.1588	0.1796
Indice di ricomprensione, C_r	0.0586	0.0487	0.0427	0.0441	0.0530	0.0451	0.0492
Coefficiente di consolidazione verticale, C_v [cm ² /s]	2.93E-04	7.62E-04	8.33E-04	2.01E-04	3.65E-04	7.09E-04	3.65E-04
	1.65E-04	5.21E-04	3.50E-04	1.52E-04	3.45E-04	4.74E-04	2.66E-04

Tabella 13 Parametri geotecnici (parte 2/3)

CAMPIONE	S89C1	S91C1	S91C2	S91C3	S92C1
Profondità [m]	1.5÷2.0	2.0÷2.5	4.5÷5.0	9.0÷9.5	1.5÷2.0
Indice dei vuoti e	0.528	0.626	0.699	0.572	0.654
Indice di compressione C_c	0.1751	0.1783	0.1813	0.1629	0.1823
Indice di ricomprensione, C_r	0.0345	0.0423	0.0768	0.0309	0.0330
Coefficiente di consolidazione verticale, C_v [cm ² /s]	5.98E-04	4.50E-09	1.31E-03	1.49E-03	7.57E-04
	4.46E-04	4.16E-04	6.56E-04	6.76E-04	3.63E-04

Tabella 14 Parametri geotecnici (parte 3/3)

CAMPIONE	S109C1	S109C2	S109C3	S116C1	S117C1	S117C2	S117C3
Profondità [m]	2.0÷2.5	4.0÷4.5	7.0÷7.5	2.5÷3.0	2.0÷2.5	4.5÷5.0	9.0÷9.5
Indice dei vuoti e	0.556	0.753	0.648	0.721	0.726	0.699	0.561
Indice di compressione C_c	0.1274	0.1648	0.2211	0.1555	0.1648	0.1621	0.1595

CAMPIONE	S109C1	S109C2	S109C3	S116C1	S117C1	S117C2	S117C3
Indice di ricomprensione, C_r	0.0317	0.0574	0.0588	0.0286	0.0263	0.0440	0.0397
Coefficiente di consolidazione verticale, C_v [cm ² /s]	5.78E-04	4.90E-04	7.82E-04	1.45E-03	8.96E-04	8.40E-04	1.09E-03
	3.17E-04	2.88E-04	7.55E-04	1.84E-03	5.64E-04	4.15E-04	3.64E-04

DRAFT

7 CEDIMENTI

Nel presente Capitolo si riferisce sull'entità dei cedimenti che si determinano per effetto della realizzazione delle nuove arginature per la deviazione del Fosso Reale.

Come già descritto nei capitoli precedenti, le indagini condotte in corrispondenza della zona in cui sorgeranno le nuove arginature hanno permesso di riscontrare, al di sotto di 0.2÷0.3 m di terreno vegetale, terreni coesivi quali principalmente argille e limi talvolta debolmente sabbiosi; localmente si nota la presenza di sottili intervalli a granulometria mista coesiva-incoerente (limo sabbioso, sabbia limosa, raramente sabbia pulita), soprattutto nei primi 2-3 m dal piano campagna. Questa successione si ripete ininterrottamente almeno fino alla profondità di circa 25 m dal piano campagna, dove iniziano i primi rinvenimenti di intervalli costituiti da limi argillosi con ghiaia con elementi di dimensioni centimetriche.

7.1 Calcolo dei cedimenti

Sfruttando i risultati ottenuti dalle prove edometriche, integrati con i dati desunti dalle prove CPT, è possibile calcolare il cedimento a seguito dell'applicazione del carico indotto dalle opere.

In particolare, ai fini della stima del calcolo dei cedimenti e del processo di consolidazione, l'area oggetto d'intervento su cui è prevista la realizzazione delle nuove arginature è stata suddivisa 4 tratti.

Per ciascun tratto è stato utilizzato il modello geologico-geotecnico derivante dall'analisi dei sondaggi elencati di seguito ed integrati con le relative prove CPT.

- Nuova inalveazione del Fosso Reale tratto A-B (comprese le arginature per realizzare l'area di laminazione A): per il tratto in esame sono stati presi in considerazione, ai fini della modellazione geotecnica, i sondaggi S81, S87, S88, S89, S91, S92.
- Area di laminazione B: per il tratto in esame sono stati presi in considerazione, ai fini della modellazione geotecnica, i sondaggi S81, S87, S88, S89, S91, S92.
- Nuova inalveazione del Fosso Reale tratto B-C e canale di Derivazione del Fosso Reale tratto B-D: per i tratti in esame sono stati presi in considerazione, ai fini della modellazione geotecnica, i sondaggi S71, S75, S76, S109, S116, S117.

- Tratto del Fosso Reale esistente oggetto di interventi di risagomatura: per il tratto in esame sono stati presi in considerazione, ai fini della modellazione geotecnica, i sondaggi S71, S75, S76, S109, S116, S117.

Con riferimento ai dati estratti dai sondaggi sopra elencati e tenendo conto di quanto indicato in questa fase progettuale, vengono indicate di seguito le caratteristiche del terreno che costituisce i rilevati:

- c'_k coesione drenata: 15 kN/m²;
- ϕ'_k angolo di attrito da taglio consolidato drenato: 25°;
- γ_k peso di volume: 20.0 kN/m³.

7.2 Stima dei cedimenti e loro decorso nel tempo

Sfruttando i risultati ottenuti dalle prove edometriche, integrati con i dati desunti dalle prove CPT, è possibile calcolare il cedimento a seguito dell'applicazione del carico indotto dalle opere in terra.

Nel caso delle arginature in esame si può assumere l'ipotesi di carico nastroforme applicato in superficie e privo di rigidità. Il calcolo del carico p è avvenuto determinando i volumi dell'opera in terra nelle sezioni rappresentative dei tratti selezionati.

Le sovratensioni indotte nel terreno dal carico statico applicato in superficie, prodotte dalla realizzazione delle nuove arginature per la deviazione del Fosso Reale, sono state valutate tramite la formulazione valida per carico nastroforme privo di rigidità (Cestelli-Guidi) riportata di seguito e schematizzata in Figura 7.

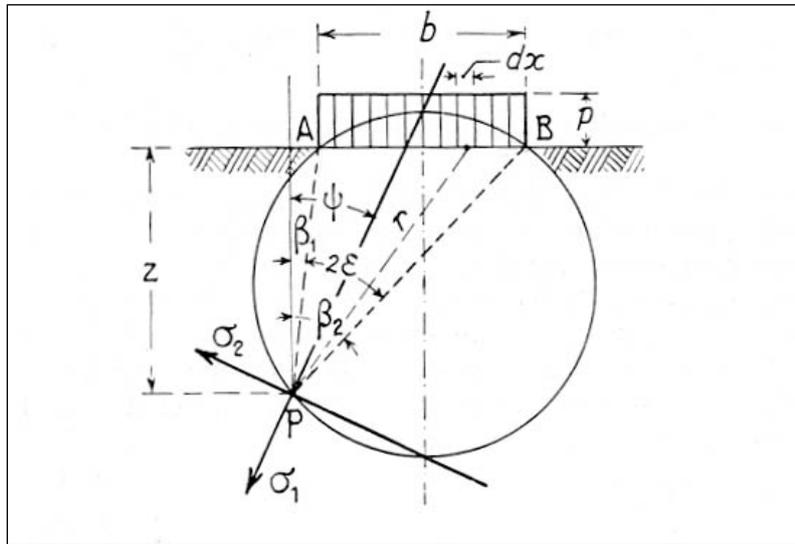


Figura 7 Schematizzazione del carico nastriforme applicato in superficie dalla duna

Con riferimento alla precedente Figura 7, posto:

$$\beta_2 - \beta_1 = 2\varepsilon$$

$$\beta_2 + \beta_1 = 2\psi$$

la tensione verticale p_{zi} viene ricavata attraverso la seguente relazione:

$$p_{zi} = \frac{p}{\pi} (\sin 2\varepsilon \cdot \cos 2\psi + 2\varepsilon)$$

I cedimenti dovuti al carico degli argini sono stati valutati a diverse distanze a partire dal piede dei rilevati, al fine di valutare le tensioni e l'entità dei cedimenti in corrispondenza di elementi sensibili quali edifici, strade, infrastrutture, ecc. potenzialmente interessate dai cedimenti prodotti a seguito della realizzazione dell'opera.

La stima del cedimento avviene suddividendo il sottosuolo in strati di spessore pari a 50cm e differenziando i parametri di compressibilità in funzione dello strato.

Il cedimento Δh in condizioni edometriche è dato da:

$$\Delta h = h * \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

dove h è lo spessore iniziale dello strato, e_0 è l'indice dei vuoti iniziale e Δe la variazione dell'indice dei vuoti conseguente all'applicazione del carico.

Considerato il rilevato aventi specifiche caratteristiche come da progetto, la valutazione del cedimento dovuto al carico indotto dal rilevato stesso può essere determinato tramite le seguenti espressioni:

- per strati sovraconsolidati: $\Delta h = h * \frac{C_r}{1+e_0} * \log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}}\right)$
- per strati normalconsolidati: $\Delta h = h * \frac{C_c}{1+e_0} * \log\left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{vo}}\right)$

dove σ'_{vo} è la tensione verticale efficace valutata a metà dello spessore dello strato compressibile, $\Delta\sigma_v$ è l'incremento di pressione indotto nello stesso punto dello strato dal carico del rilevato, C_r e C_c sono rispettivamente l'indice di ricomprensione e di compressione.

Per l'opera in esame si considera accettabile a costruzione ultimata il cedimento residuo dovuto al raggiungimento di un grado di consolidazione superiore al 95%, calcolato tramite la seguente formula:

$$U_m(\%) = \frac{H_i}{H_f} * 100$$

Dai grafici che mettono in relazione il grado di consolidazione medio U_m (%) e il fattore tempo T_v , in corrispondenza del grado di consolidazione del 95% è possibile ricavare la variabile adimensionale T_v , che risulta pari a 1,129.

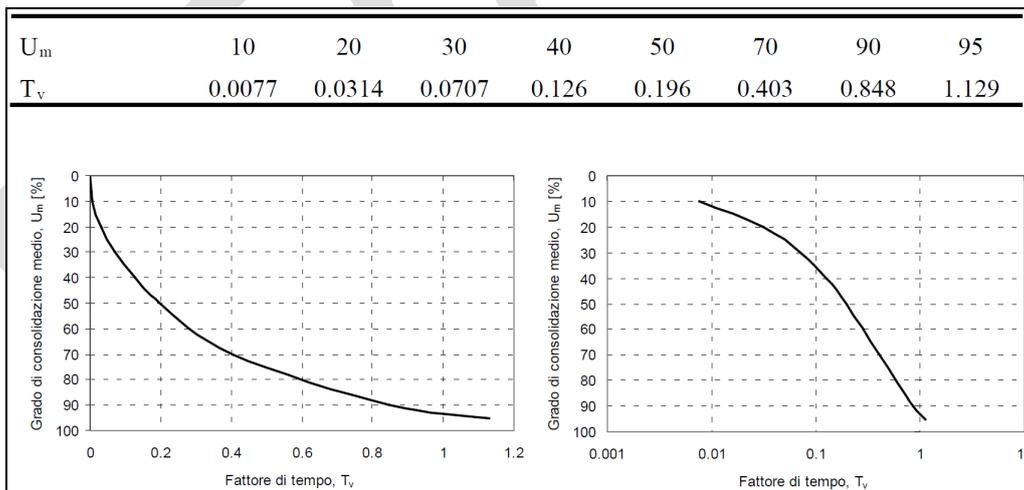


Figura 8 Valori e diagrammi della soluzione dell'equazione $U_m = f(T_v)$ per il caso di isocrona iniziale costante con la profondità, con ascissa in scala lineare (a) e logaritmica (b)
(Fonte J. Facciorusso, C. Madiati, G. Vannucchi – Dispense di Geotecnica)

Segue che il tempo necessario per raggiungere tale grado di consolidazione si determina tramite la seguente espressione:

$$t = \frac{T_v * H^2}{C_v}$$

dove T_v è un fattore adimensionale che dipende dalla percentuale di consolidazione che si vuole raggiungere; C_v è il coefficiente di consolidazione verticale, che viene calcolato dai risultati della prova edometrica effettuata su campioni indisturbati del terreno in esame e H è l'altezza di drenaggio, assunta pari a 10 m.

Ai fini della valutazione del bacino di influenza, relativo all'entità dei cedimenti, sono stati assunti, i valori dei parametri geotecnici riepilogati in Tabella 12, Tabella 13 e Tabella 14 riportate nei paragrafi precedenti.

Ai fini della stima dei cedimenti del piano di posa delle arginature sarà computato il carico permanente dovuto al peso proprio degli argini valutato nelle sezioni rappresentative considerate.

8 ACCELERAZIONE DEL PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE

8.1 Caratteristiche tecniche dei geodreni verticali

La soluzione progettuale che prevede l'installazione di geodreni verticali si applica nel caso di terreni che, sotto i carichi di progetto, possono manifestare cedimenti eccessivi o non fornire sufficienti margini di sicurezza nei confronti della stabilità del corpo stradale. Questi tipi di terreni sono, in genere:

- argille tenere inorganiche;
- limi compressibili;
- argille organiche e torbe.

La presenza dei dreni verticali è in grado di risolvere il problema del tempo di consolidazione, quando questo risulta eccessivo. I dreni, sono noti anche con il nome di *wick drains* (dreni a stoppino) o tubi in geotessile o ancora geodreni e sono costituiti da un nucleo centrale (anima) scanalato, di plastica o di carta (nel quale sono ricavati i canali per il drenaggio) e da un filtro esterno, in carta trattata o in non tessuto, con la funzione di impedire l'occlusione del dreno con le particelle del terreno.

Le dimensioni dei geodreni, variano tra:

- larghezza compresa tra 100÷300 mm;
- spessore compreso tra 3÷5 mm.

L'anima del dreno prefabbricato costituisce un rapido condotto per l'acqua del terreno verso la superficie dove viene costruito uno strato drenante in materiale granulare (materasso drenante) e un filtro in geotessuto con dei canali orizzontali di drenaggio per lo smaltimento dell'acqua fuori dal corpo del rilevato.

L'installazione può essere:

- dinamica: avviene tramite battitura di un mandrino all'interno del quale corre il dreno;
- statica: avviene tramite infissione lenta del mandrino mediante attrezzatura di spinta.

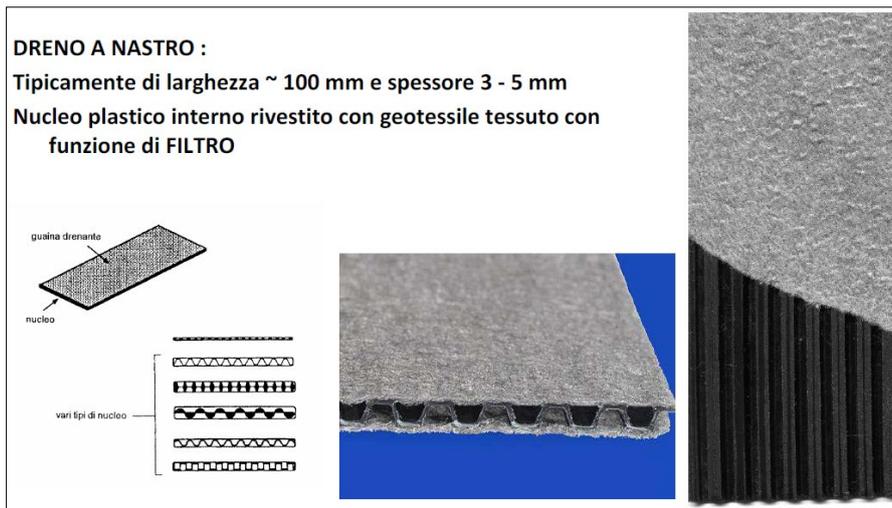


Figura 9 Esempio di dreno a nastro

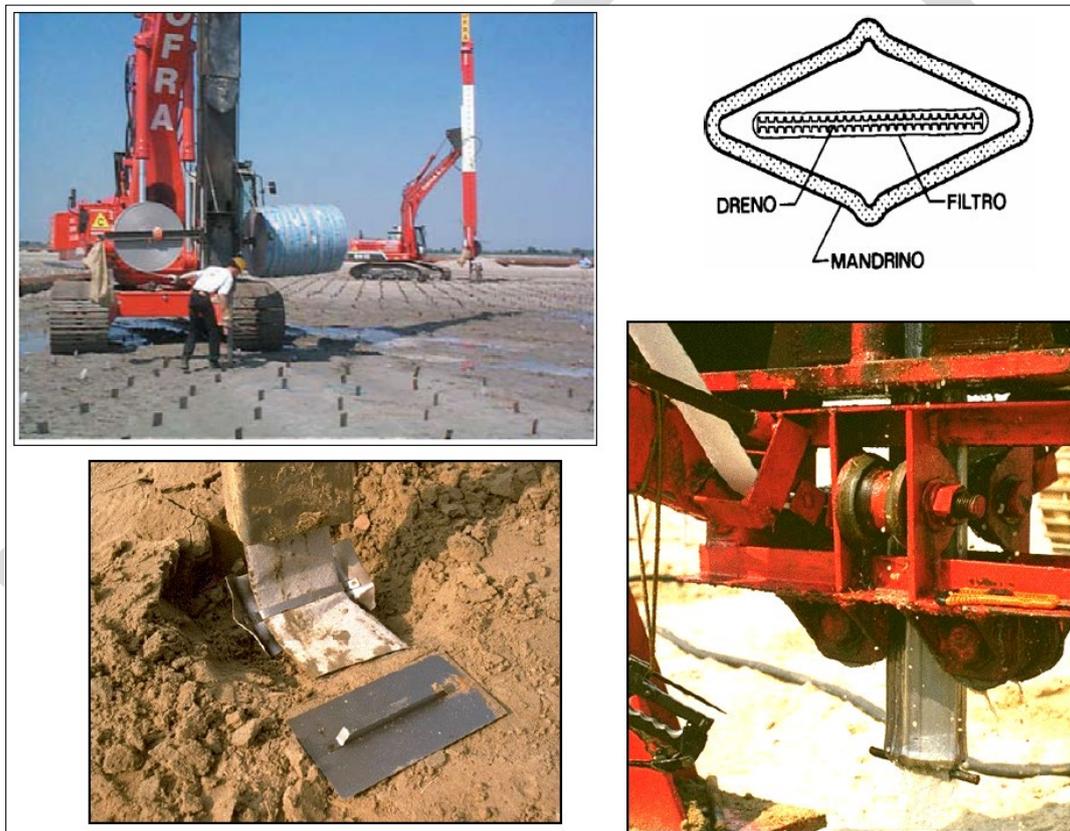


Figura 10 Fasi durante la posa in opera di dreno a nastro

8.2 Stima dei tempi di consolidazione

Il concetto di accelerazione della consolidazione del terreno compressibile attraverso l'inserimento dei dreni si basa sulla possibilità di realizzare un drenaggio

orizzontale, modificando sensibilmente il percorso di drenaggio, con percorso ridotto (H diminuisce). I dreni verticali hanno quindi il compito di ridurre i tempi di consolidazione, infatti il tempo di consolidazione, risulta essere funzione del quadrato dell'altezza di drenaggio H:

$$t = \frac{T_r * H^2}{C_h}$$

Dove T_r , C_h e H hanno il medesimo significato già espresso al paragrafo precedente.

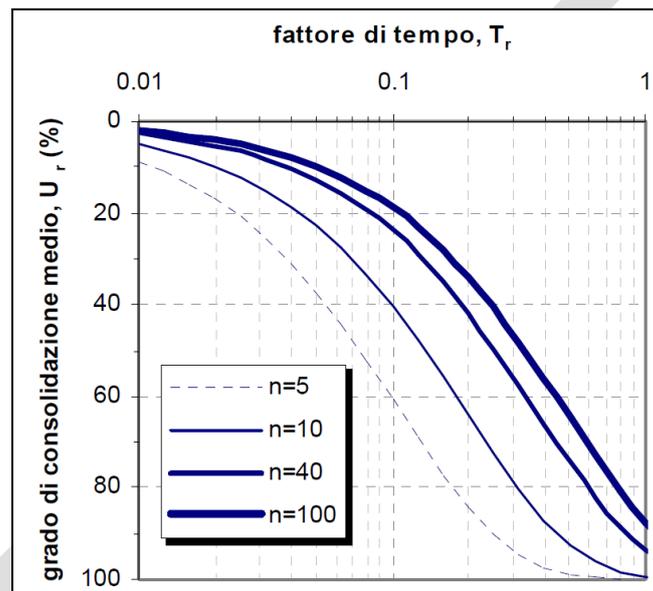


Figura 11 Grado di consolidazione medio U_r in funzione del fattore di tempo T_r per consolidazione radiale
Fonte: J. Facciorusso, C. Madaï, G. Vannucchi – Dispense di Geotecnica

In questo caso vi è molto spesso un ulteriore vantaggio dovuto al fatto che la permeabilità orizzontale può risultare superiore a quella verticale (questo significa avere un coefficiente di consolidazione orizzontale C_h maggiore e quindi un tempo di consolidazione t minore).

Infine, attraverso la relazione di Biot è possibile combinare anche gli effetti della consolidazione verticale e orizzontale ed è espressa da:

$$(100 - U) = \frac{1}{100} * (100 - U_v) * (100 - U_r)$$

Risulta inoltre di fondamentale importanza, per la buona funzionalità dei dreni, la realizzazione di uno strato superficiale ("letto") in materiale drenante/anticapillare avente uno spessore compreso tra 30 e 100 cm ed in grado di assolvere le seguenti funzioni:

- raccogliere e smaltire l'acqua convogliata dai dreni evitando la sua risalita all'interno del corpo del rilevato arginale (funzione idraulica);
- costituire un piano di lavoro stabile per le operazioni di cantiere.

Ai fini del calcolo dei cedimenti saranno impiegate le seguenti ipotesi:

- il coefficiente di consolidazione orizzontale assunto, a favore di sicurezza, pari a cinque volte quello verticale, ovvero $C_h = 5 \times C_v$;
- i dreni verticali infissi e distribuiti secondo una disposizione "a quinconce" con maglia triangolare equilatera, avente lato pari a 1.5m;
- per disposizione a quinconce il diametro della zona di influenza di ogni dreno vale:

$$D = 1.05 * L;$$

- il rapporto caratteristico di efficacia pari a: $n = \frac{D}{d}$;
- il diametro equivalente di un dreno prefabbricato, dove a e b sono rispettivamente la larghezza e lo spessore del dreno, viene calcolato attraverso la seguente relazione:

$$d = \frac{2*(a+b)}{\pi};$$

- a favore di sicurezza, viene trascurato l'effetto della consolidazione verticale, che in ogni caso risulta una piccola aliquota rispetto a quella orizzontale.