



MINISTERO
DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI



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

Committente Principale



AEROPORTO INTERNAZIONALE DI FIRENZE AMERIGO VESPUCCI

Opera

PROJECT REVIEW – PIANO DI SVILUPPO AEROPORTUALE AL 2035

Titolo Documento

Opere Idrauliche Esterne al Sedime Relazione Tecnica Processo di Consolidazione

Livello di Progetto

SCHEDE DI APPROFONDIMENTO PROGETTUALE A LIVELLO MINIMO DI PROGETTO DI
FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

LIV	REV	DATA EMISSIONE	SCALA	CODICE FILE
PSA	02	MARZO 2024	N/A	FLR-MPL-PSA-OIE1-008-GT-RT_Rel Proc Cons
				TITOLO RIDOTTO
				Rel Proc Cons

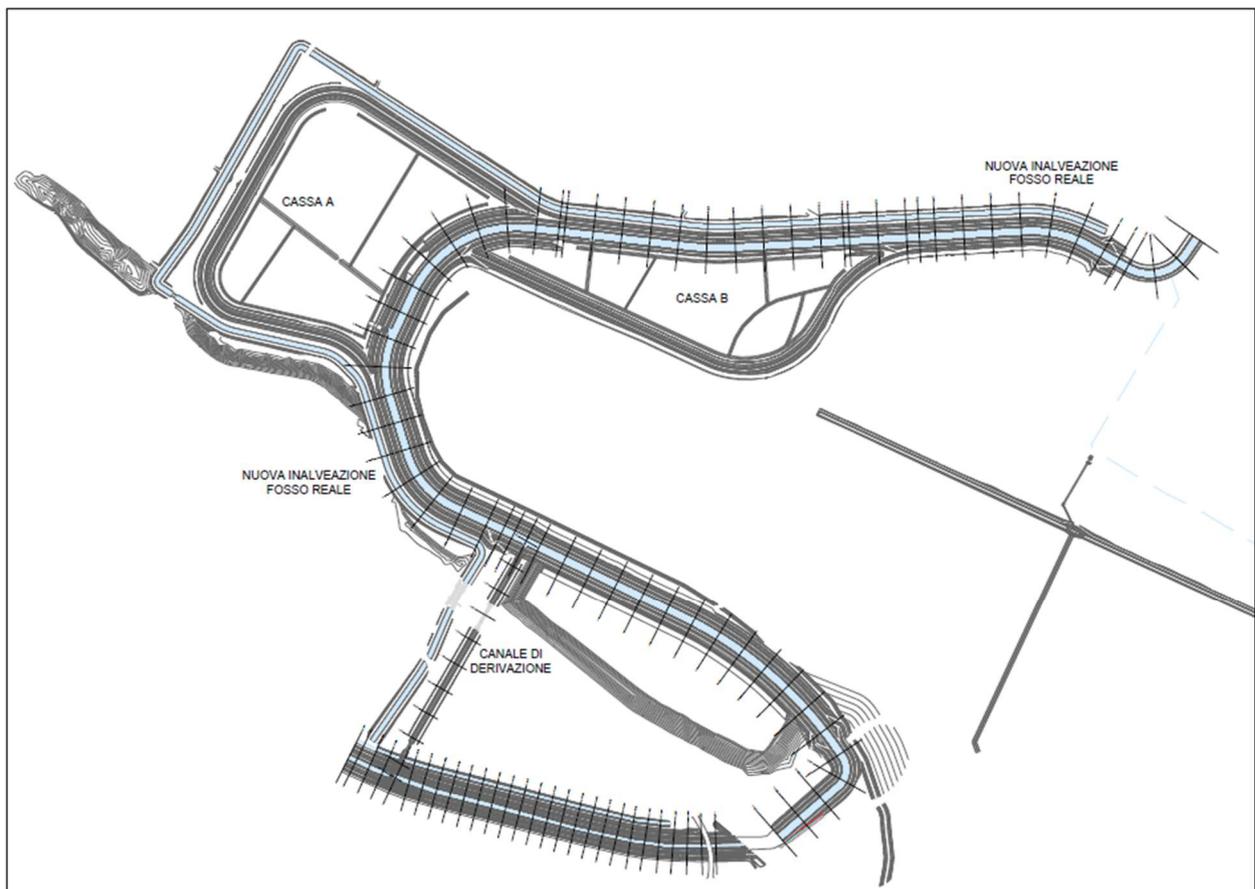
00	03/2024	EMISSIONE PER PROCEDURA VIA-VAS	Marradi ConsultingPartners	C.Naldi	L.Tenerani
REV	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

<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 PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</p>  <p>PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Alessandro Marradi Diretto Tecnico MCP s.r.l. Ordine degli Ingegneri della provincia di Firenze N°3350</p>
<p>POST HOLDER PROGETTAZIONE Ing. Lorenzo Tenerani</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

AEROPORTO INTERNAZIONALE “AMERIGO VESPUCCI” DI FIRENZE (FLR)

OPERE IDRAULICHE ESTERNE AL SEDIME



RELAZIONE SPECIALISTICA PROCESSO DI CONSOLIDAZIONE

ELABORATO N. FLR-MPL-PSA-OIE1-008-GT-RT_Rel Proc Cons

Sommario

1. INTRODUZIONE	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA DI INTERESSE	9
3. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	12
4. GEOMORFOLOGIA	15
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	16
5.1 Premessa.....	16
5.2 Risultati delle prove.....	19
5.3 Pozzetti geognostici.....	19
5.4 Prove penetrometriche.....	20
5.4.1 Prove penetrometriche statiche (CPT).....	20
5.4.2 Prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU).....	26
5.4.3 Sondaggi a carotaggio continuo.....	31
5.4.4 Standard Penetration Test.....	32
5.4.5 Prove geotecniche di laboratorio.....	33
5.4.6 Considerazioni sui terreni coesivi superficiali.....	34
6. MODELLAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA	37
6.1 Modello geologico del sottosuolo.....	37
6.2 Grado di consolidazione delle argille.....	38
6.3 Modelli geotecnici	39
7. CEDIMENTI	42
7.1 Premessa.....	42
7.2 Suddivisione in tratti omogenei	42
7.3 Calcolo dei cedimenti e del loro decorso nel tempo	43

1. INTRODUZIONE

La presente Relazione Specialistica è stata redatta a supporto del Progetto di realizzazione del nuovo corso 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, ed è relativa alla valutazione dei processi di consolidazione dei terreni interessati dalle opere in progetto.

Il sistema di opere da realizzare, la cui configurazione di progetto è riportata nella successiva Figura 1, interessa i territori comunali di Sesto Fiorentino (FI) e di Campi Bisenzio (FI), e rientra nel novero delle opere idrauliche previste dalla Project Review del Piano di Sviluppo Aeroportuale al 2035 dell'aeroporto di Firenze.

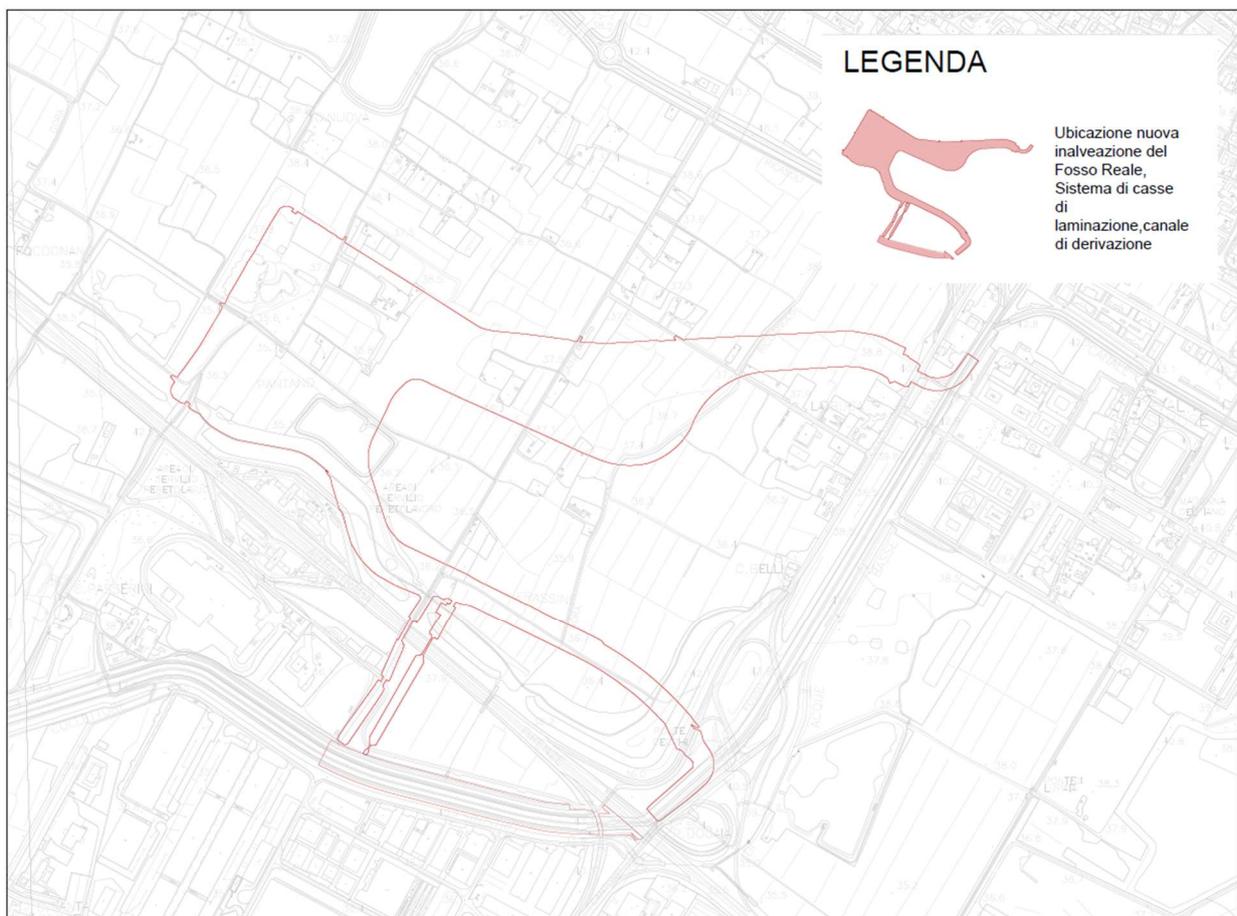


Figura 1 Inquadramento territoriale – Individuazione Area di studio

La presente relazione specialistica, in particolare, ha come oggetto i seguenti interventi principali previsti dagli elaborati progettuali:

- Realizzazione del nuovo tracciato della nuova inalveazione del Fosso Reale.
L'attuale tracciato del Fosso Reale, all'altezza dello stabilimento Baxter di via dell'Osmannoro, devierà verso ovest, scorrendo parallelamente al nuovo sedime aeroportuale e dividendosi in due rami a monte della Stazione di Servizio di Peretola presente lungo l'autostrada A11. Gli argini del nuovo tratto del Fosso Reale in terra avranno il coronamento posto alla quota di 42,00 m s.l.m. e si raccorderanno gradualmente alla quota di 41,10 m s.l.m., per mantenerla costante fino all'attraversamento autostradale esistente, dove la nuova inalveazione del Fosso Reale si ricongiunge all'alveo attuale del medesimo Fosso;
- Realizzazione del canale di derivazione.
Il tracciato del canale attraversa l'autostrada per poi riprendere l'alveo attuale a monte di Case Passerini;
- Realizzazione dell'area di laminazione "A".
L'area di laminazione "A" è ubicata all'estremità ovest del sedime aeroportuale, in sponda destra del Fosso Reale; la cassa avrà una superficie di circa 13 ha (argini compresi), con quota di fondo a livello del piano di campagna attuale (mediamente 36,10 m s.l.m.) ed argini a quota 41,10 m s.l.m.;
- Realizzazione dell'area di laminazione "B".
L'area di laminazione "B" è collegata all'alveo del Fosso Reale tramite una soglia di sfioro posta alla quota di 38,00 m s.l.m.; la cassa si estenderà su circa 10 ha (argini compresi), con quota di fondo a livello del piano di campagna attuale (mediamente pari a 36,50 m s.l.m.) e argini a quota 41,10 m s.l.m. (quota alla quale si raccorderà gradualmente il coronamento del fosso Reale, in modo da garantire la continuità dell'arginatura).

In Figura 2 si individuano, nel loro insieme, le opere sopra elencate:

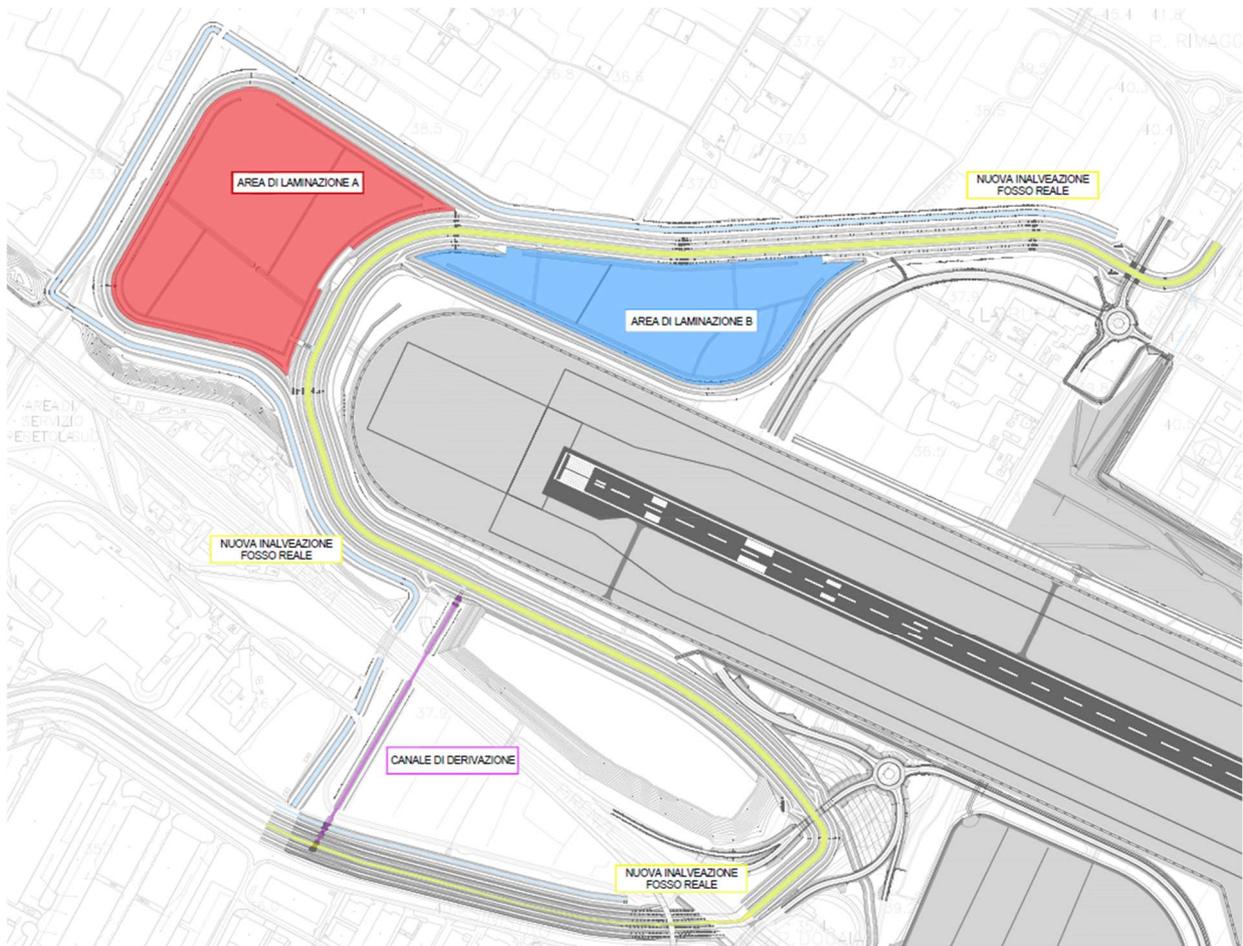


Figura 2 Individuazione delle opere idrauliche da realizzare

Nelle Figure successive (Figura 3, Figura 4, Figura 5) si riporta un dettaglio delle singole opere previste in Progetto.

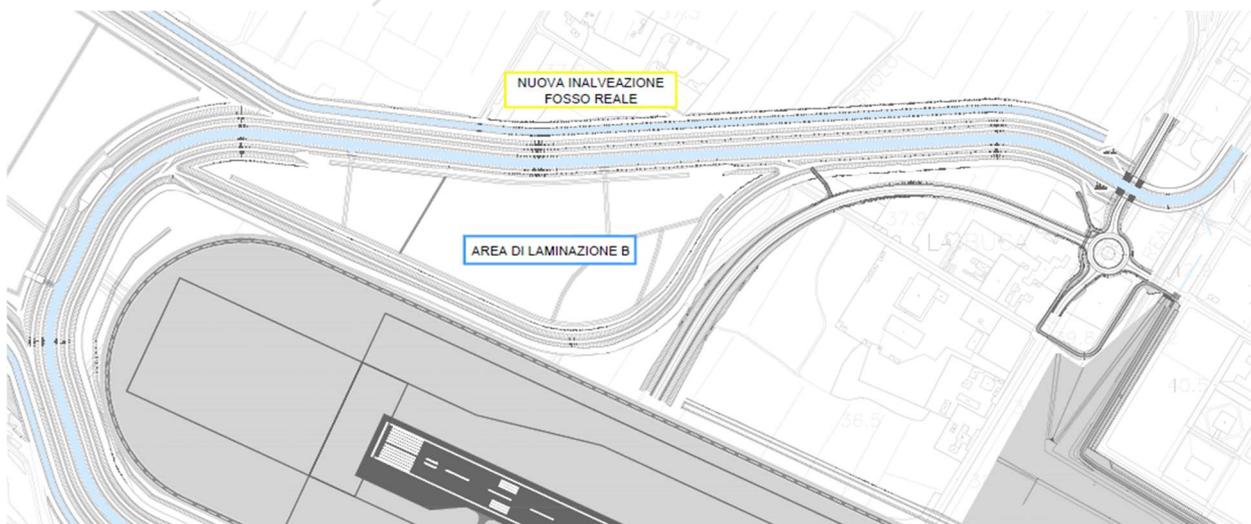


Figura 3 Nuova inalveazione del Fosso Reale e Cassa di laminazione "B"

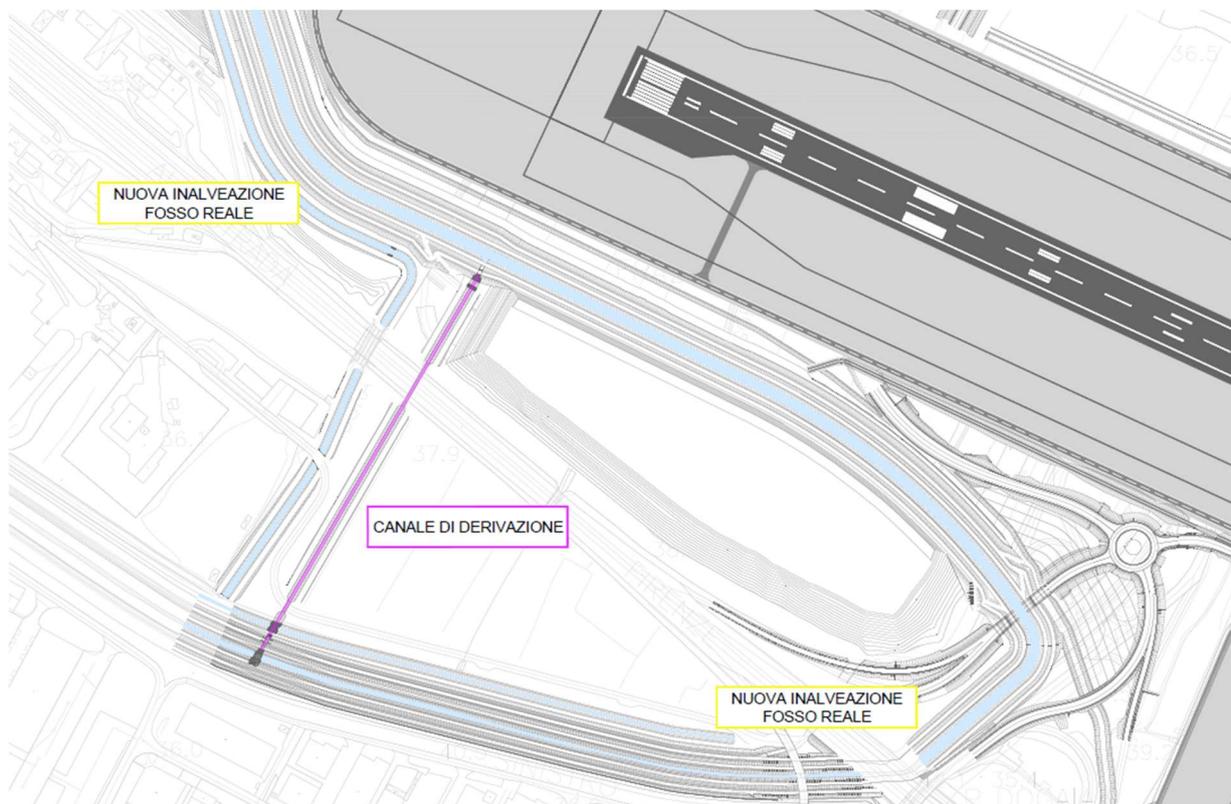


Figura 4 Canale di derivazione e nuova inalveazione Fosse Reale

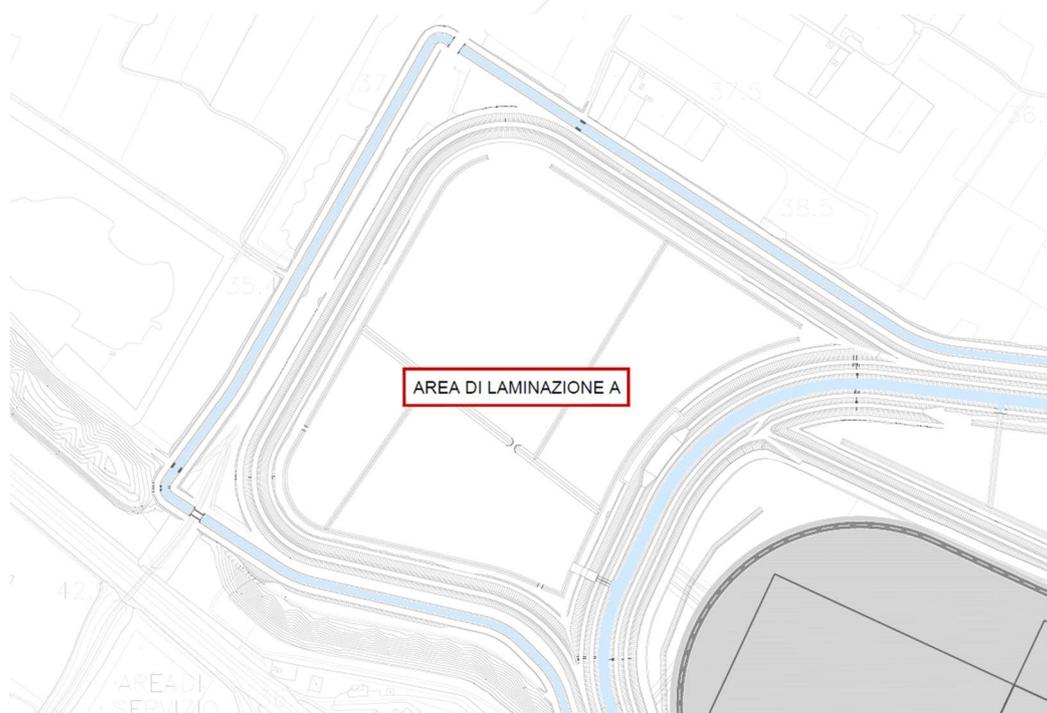


Figura 5 Cassa di laminazione "A"

Nel prosieguo della presente Relazione si riferisce in merito alle caratteristiche del terreno di sedime sul quale insisteranno le opere arginali, al fine di valutare tutte le relative problematiche di ordine geotecnico.

Per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni di sedime sono stati presi in considerazione i risultati delle campagne di indagini geognostiche effettuate nei mesi di novembre 2015 e luglio 2017, in quanto ritenuti comunque rappresentativi del contesto geognostico di riferimento, già ampiamente indagato in relazione al precedente Masterplan 2014-2029.

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 6).

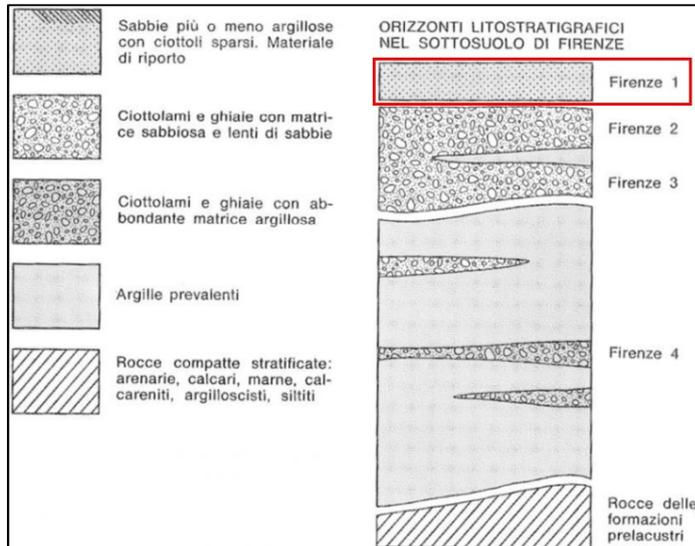


Figura 6 Orizzonti stratigrafici nel sottosuolo di Firenze

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 le seguenti formazioni:

- 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*); i Depositi antropici, discariche per inerti e rifiuti solidi (*h7*).

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

Sintema 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).

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 disotto 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 nord-est) e dagli stagni di Focognano (a nord-ovest).

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 all'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} - 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.

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

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).

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 accennato 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 disotto dell'area di interesse per il presente studio non risultano essere presenti.

Per la realizzazione dell'opera in progetto è previsto uno scavo 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 disotto 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. In quest'ultimo caso la quota dell'acqua raggiunta nel pozzo è determinata dalla pressione dovuta alla differenza di carico tra la zona di alimentazione e l'opera di captazione considerata.

4. GEOMORFOLOGIA

Il Fosso Reale, la Cassa di laminazione "B" e lo Scolmatore verranno realizzati rispettivamente tra il Polo Scientifico, l'abitato di Limite e le località Focognano e Dogaia. Il Canale di derivazione sarà ubicato nei pressi dell'area di servizio posta sull'autostrada A11.

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 (Master Plan 2014-2029), (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 pozzetti geognostici con escavatore meccanico denominati PG036÷PG091, aventi una profondità di 2,0 m dal p.c.;
- n. 12 prove penetrometriche statiche denominate CPT01÷09, CPT12, CPT50 e CPT51, che hanno raggiunto profondità comprese tra 5,40 e 7,20 m dal p.c., eseguite dalla società "Geosol S.n.c." di Sovicille (SI);
- n. 7 prove penetrometriche statiche con piezocono denominate CPTU01÷06 e CPTU25, che hanno raggiunto profondità comprese tra 8,28 e 10,64 m dal p.c., eseguite dalla società "Geosol S.n.c." di Sovicille (SI);
- n. 19 sondaggi a carotaggio continuo denominati S01÷S03, S06÷S12, S68, S71, S75, S76, S78, S79, S81, S87, S89, aventi una profondità di 4,0 m dal p.c.;
- n. 3 sondaggi a carotaggio continuo denominati S86, S110, S111, aventi una profondità di 7,0 m dal p.c.;
- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo denominato S88, della profondità di 10,0 m dal p.c., attrezzato a piezometro;
- n. 8 sondaggi a carotaggio continuo denominati S04, S05, S85, S92, S106, S109, S115, S116, aventi una profondità di 15,0 m dal p.c.;
- n. 2 sondaggi a carotaggio continuo denominati S90 e S112, della profondità di 15,0 m dal p.c. e attrezzati a piezometro;
- n. 2 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 fori di sondaggio, 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

17

- prelievo di campioni indisturbati con fustella di tipo Shelby dai sondaggi realizzati, alle profondità indicate nelle tabelle seguenti (Tabella 4, Tabella 5); su tali campioni sono state eseguite prove geotecniche da parte del laboratorio "Igetecma S.n.c." di Montelupo Fiorentino (FI);

Tabella 4 Campioni indisturbati – Campagna di indagini Anno 2015

sigla sondaggio	sigla campione	profondità [m da p.c.]	quota [m s.l.m.]
S1	C11	1,00 ÷ 1,50	35,85 ÷ 35,35
S2	C11	0,80 ÷ 1,30	33,80 ÷ 33,3
S3	C11	1,00 ÷ 1,50	34,10 ÷ 33,60
S4	C11	1,00 ÷ 1,50	34,275 ÷ 34,775
	C12	5,00 ÷ 5,50	30,275 ÷ 29,775
	C13	10,50 ÷ 11,00	24,775 ÷ 24,275
S5	C11	1,50 ÷ 2,00	33,90 ÷ 33,40
	C12	4,00 ÷ 4,50	31,40 ÷ 30,90
	C13	12,00 ÷ 12,50	23,40 ÷ 22,90
S6	C11	1,00 ÷ 1,50	35,85 ÷ 35,35
S7	C11	1,00 ÷ 1,50	35,35 ÷ 34,85

sigla sondaggio	sigla campione	profondità [m da p.c.]	quota [m s.l.m.]
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
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.]
S85	C11	1,50 ÷ 2,00	38,356 ÷ 37,856
	C12	3,00 ÷ 3,50	36,856 ÷ 36,356
	C13	6,45 ÷ 6,95	33,406 ÷ 32,906
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

sigla sondaggio	sigla campione	profondità [m da p.c.]	quota [m s.l.m.]
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 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 indagine geofisica di sismica a rifrazione in onde P e onde S denominata RIFR1, realizzata 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 nelle 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 dalla 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 informazioni riportate sinteticamente qui di seguito per ognuna delle prove considerate (ved. certificati di prova allegati alla presente Relazione tecnica).

Prova penetrometrica statica CPT 01

- profondità indagata: 6,2 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 nei primi due metri e tra 5,0 e 6,0 m dal p.c.;
- a partire 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 02

- profondità indagata: 7,2 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 a partire da 1,0 m dal p.c.;
- dopo un primo strato avente lo spessore di 0,8 m caratterizzato da valori di q_c compresi tra 34 e 44 kg/cm², si osserva un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 03

- profondità indagata: 7,0 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 un'alternanza di argille e/o limi e limi e/o sabbie, con locale presenza di intervalli francamente sabbiosi;
- dopo un picco iniziale dei valori di q_c e f_s , si osserva, a partire da 1,0 m dal p.c., un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 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;
- 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, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 05

- profondità indagata: 6,6 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 un'alternanza di argille e/o limi e limi e/o sabbie, con un livello francamente sabbioso a 3,4 m dal p.c.;
- dopo un picco iniziale dei valori di q_c e f_s , si osserva, a partire da 1,0 m dal p.c., un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 06

- 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 mostra fino a 3,8 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 07

- profondità indagata: 6,2 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 un'alternanza di sabbia, limo e/o sabbia, argilla e/o limo con presenza di un intervallo di argille organiche tra 4,2 e 4,8 m dal p.c.;
- a partire 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);
- 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 e sabbiosi;
- dopo un primo strato avente lo spessore di 0,8 m caratterizzato da valori di q_c maggiori di 40 kg/cm^2 , 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);
- 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, sabbie, sabbie e/o ghiaie;
- dopo un picco iniziale dei valori di q_c e f_s , si osserva, a partire da 1,0 m dal p.c., un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 12

- profondità indagata: 5,6 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 e più raramente sabbie e argille organiche;
- si osserva, 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);
- 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 un'alternanza di argille e/o limi e limi e/o sabbie, con alcuni livelli francamente sabbiosi;
- dopo un picco iniziale dei valori di q_c e f_s , si osserva, a partire da 1,0 m dal p.c., un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

Prova penetrometrica statica CPT 51

- profondità indagata: 5,4 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 in prevalenza argille e/o limi con alcuni livelli di limi e/o sabbie;
- dopo un picco iniziale dei valori di q_c e f_s , si osserva, a partire da 1,0 m dal p.c., un progressivo aumento della resistenza alla punta e laterale con la profondità, fino al rifiuto strumentale.

I parametri geotecnici ottenuti sono stati elaborati statisticamente per ottenere il 5° percentile della distribuzione dei dati per il calcolo del valore caratteristico (cfr. Relazione Geologica), ottenendo i risultati riportati nella seguente

Tabella 6:

Tabella 6 Elaborazione statistica prove penetrometriche

Sigla	Quota iniziale	Natura coesiva		Natura granulare	
		Resistenza non drenata	Modulo Edometrico	Angolo di attrito	Modulo Edometrico
		C_u [kPa]	M_o [kPa]	ϕ [°]	M_o [kPa]
CPT01	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	35,38	9708,58	26,29	10002,78
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	44,50	9855,68	26,82	10885,38
CPT02	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	90,25	14415,78	28,16	14415,78
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	95,60	14857,07	28,19	14857,07
CPT03	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	61,90	12650,68	28,46	15298,37
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	76,75	12944,78	28,55	15298,37
CPT04	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	70,17	12062,18	27,49	10885,38
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	67,57	12062,18	27,39	9855,68
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	103,80	15298,37	29,09	15445,47
CPT05	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	58,56	11179,58	27,27	12650,58
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	60,72	12797,68	27,35	12650,58
CPT06	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	58,47	10149,88	27,33	10149,88
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	67,04	10591,18	27,54	10296,98
CPT07	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	51,36	9708,58	27,01	9708,58
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	54,42	9708,58	27,35	10885,38
CPT08	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	92,52	12356,38	27,94	12061,18
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	91,53	12356,38	27,87	12061,18
CPT09	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	63,74	12944,78	27,29	11473,78
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	63,74	12944,78	27,23	11473,78
CPT12	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	62,99	10444,08	26,97	11767,98
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	63,00	10444,08	26,84	10885,38
CPT50	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	47,11	11179,68	27,04	13238,98
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	43,72	9708,58	27,90	12944,78
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	105,40	13533,18	28,97	14709,98
CPT51	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	73,89	12650,58	27,68	12650,58
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	70,45	12650,58	27,58	12650,58
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	90,31	12650,58	28,88	12650,58

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.

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 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 determinando il 5° percentile della distribuzione dei dati (Tabella 7):

Tabella 7 Parametri geotecnici - CPTU

Sigla	Quota iniziale	Coesione non drenata	Modulo Edometrico
		C_u [kPa]	M_o [kPa]
CPTU01	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	72,28	41802,32
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	72,28	41643,87
CPTU02	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	57,52	35163,01
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	58,52	35434,26

Sigla	Quota iniziale	Coesione non drenata	Modulo Edometrico
		c_u [kPa]	M_o [kPa]
CPTU03	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	65,91	36297,34
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	65,72	36216,54
CPTU04	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	41,86	26121,24
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	41,86	26010,90
CPTU05	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	30,23	21228,23
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	30,23	21038,11
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	50,48	20584,73
CPTU06	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	23,18	25592,95
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	23,18	25245,15
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	56,30	26282,78
CPTU25	Piano di imposta 0,00 m dal p.c.	59,27	29672,42
	Piano di imposta 0,40 m dal p.c.	60,52	29898,68
	Piano di imposta 3,20 m dal p.c.	82,75	30762,76

5.4.3 Sondaggi a carotaggio continuo

I sondaggi a carotaggio continuo sono stati eseguiti con una sonda perforatrice cingolata; le perforazioni eseguite in corrispondenza di aree rappresentative per la nuova inalveazione del Fosso Reale e l'adiacente area di laminazione B, hanno incontrato, al disotto del suolo vegetale (presente nei sondaggi S09, S10, S11, S12, S81) o del terreno di riporto (in S92), terreni coesivi quali argille e limi (prevalenti in S09, S10, S11, S12, S81, S90) e argille limose (predominanti in S91 e S92). Nel sondaggio S91, spinto a fino alla profondità di 32 m, sono state rilevate ghiaie e sabbie in matrice limoso-argillosa. In corrispondenza della cassa di laminazione A sono presenti argille e limi prevalenti, al di sotto di 0,20÷0,40 m di terreno vegetale (incontrato nei sondaggi S06, S07 e S08) o di uno strato di limo (S88). I sondaggi S87 e S89 mostrano,

rispettivamente per la porzione meridionale e per quella nord orientale, una predominanza di limo argilloso.

L'area nella quale verrà realizzato il Canale di derivazione è caratterizzata, al di sotto del terreno vegetale (presente nei sondaggi S02, S04, S05) o del materiale di riporto (S01, S03, S85), da terreni coesivi quali argilla e limo (prevalenti nella maggior parte delle verticali di indagine) e argilla (predominanti in S85). I terreni interessati dal tratto di valle della nuova inalveazione del Fosso Reale sono prevalentemente limi argillosi (S70, S71, S75, S76, S86, S109, S116, S117) e argilla (S112, S114). Anche in questo caso è presente un orizzonte superficiale di suolo (S70, S71, S75, S76) o riporto (S112, S116, S117, con spessore ingente in S86 e S114). Il sondaggio S109 si differenzia per la presenza nei primi 5,0 m dal p.c. di limo sabbioso.

5.4.4 Standard Penetration Test

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) ed il modulo edometrico (con le correlazioni di Stroud & Butler).

Tabella 8 Parametri geotecnici da prove SPT

Sigla sondaggio	SPT	Litologia	f [°]	E _{ed} [kPa]
S85	1	Argilla omogenea consistente	27,2÷33,7	4903,33÷5883,99
	2	Argilla consistente	35,8÷40,3	15690,64÷18828,77
S91	1	Argilla limosa moderatamente consistente	29,0÷34,8	6374,32÷7649,19
	2	Argilla deb. limosa consistente	32,7÷37,4	10296,98÷12356,38
S92	1	Argilla limosa	27,8÷34,0	5393,66÷6472,39
	2	Argilla molto consistente	29,5÷35,1	6854,66÷8237,59
S106	1	Argilla e limo	28,4÷34,4	5883,99÷7060,79
	2	Argilla e limo	33,2÷37,7	10787,32÷12944,78
S109	1	Limo sabbioso deb. consistente	36,3÷41,5	17161,64÷20593,97

	2	Limi argillosi consistenti	31,0÷36,1	8335,65÷10002,78
S116	1	Limo argilloso deb. sabbioso	26,0÷32,1	2942,00÷3530,39
	2	Limi e argille	35,8÷40,3	15690,64÷18828,77
S117	1	Limo argilloso deb. sabbioso	25,2÷32,5	3432,33÷4118,79
	2	Limo argilloso	36,4÷41,8	17651,97÷21182,36

5.4.5 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.

5.4.6 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, CPTU, DT) ha evidenziato la presenza di terreni superficiali con un elevato grado di sovraconsolidazione (OCR), concentrata soprattutto nei primi due 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 dei terreni e rappresentano un processo di preconsolidazione ben diverso da quello meccanico dovuta a precarichi (con successiva erosione).

I fenomeni di sovraconsolidazione sono stati registrati anche in corrispondenza di aree limitrofe a quella in esame, in terreni coesivi del tutto analoghi (argille limose e limi argillosi) e sono documentate, ad esempio, presso l'area di Case Passerini (cfr. Relazione geotecnica relativa alla progettazione del nuovo impianto di recupero energia da incenerimento rifiuti non pericolosi); nell'area di Peretola-Castello (cfr. 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) e nell'area del Polo Scientifico Universitario di Sesto Fiorentino.

Per quanto riguarda l'area interessata o circostante alle opere arginali di progetto la sovraconsolidazione assume valori molto variabili sia in senso orizzontale che verticale.

Le Figure seguenti (Figura 7 e Figura 8) mostrano la pressione di preconsolidazione (da prova edometrica) ed il relativo OCR (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 rappresentative della localizzazione delle previste opere arginali in progetto

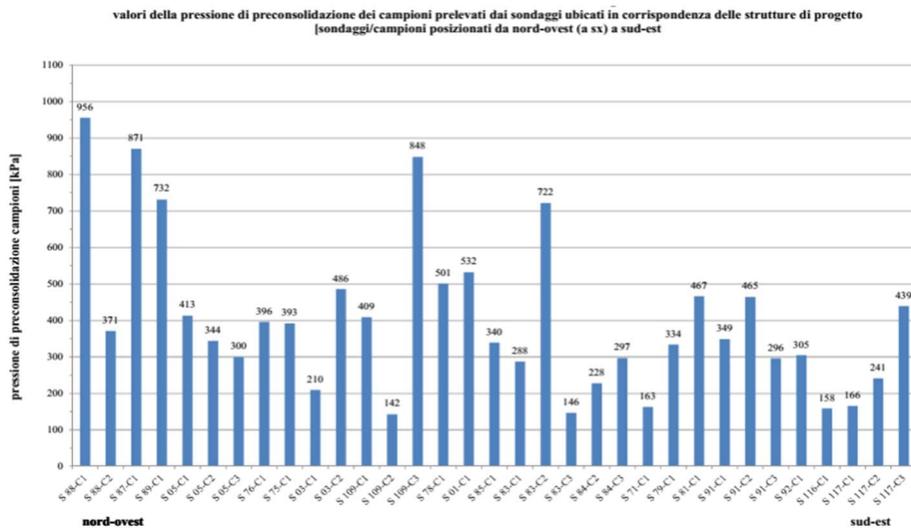


Figura 7 Valori della pressione di preconsolidazione ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi realizzati all'interno delle diverse aree interessate dalle opere arginali

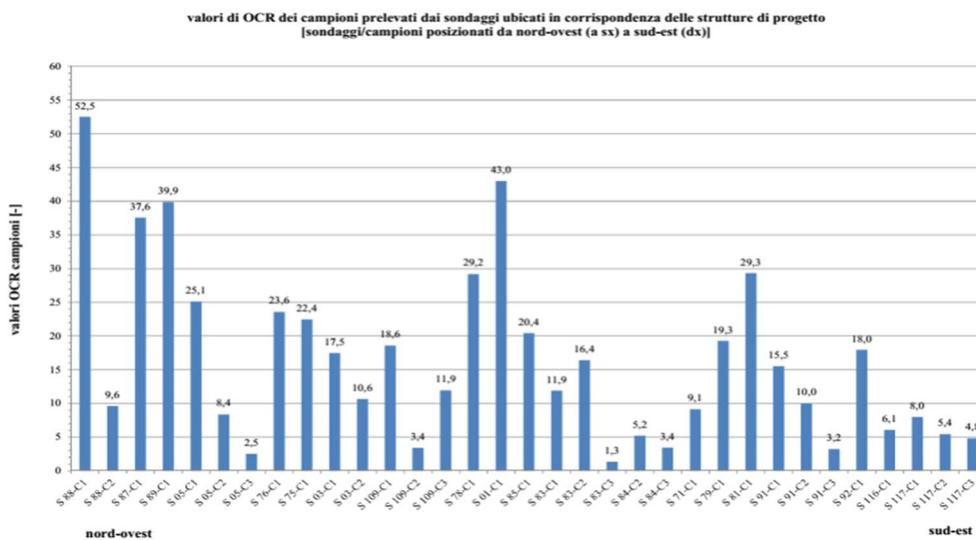


Figura 8 Valori di OCR ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai sondaggi realizzati all'interno delle diverse aree interessate dalle opere arginali

Nella seguente Figura 9 si riportano, invece, i valori del grado di sovraconsolidazione OCR (in ascissa) in corrispondenza della profondità di prelievo (in ordinata) relativamente ai campioni prelevati all'interno delle diverse aree di intervento del sistema del Fosso Reale: tali valori evidenziano una maggiore concentrazione di terreni sovraconsolidati per profondità comprese tra 0.00 e 1.50÷2.00 metri.

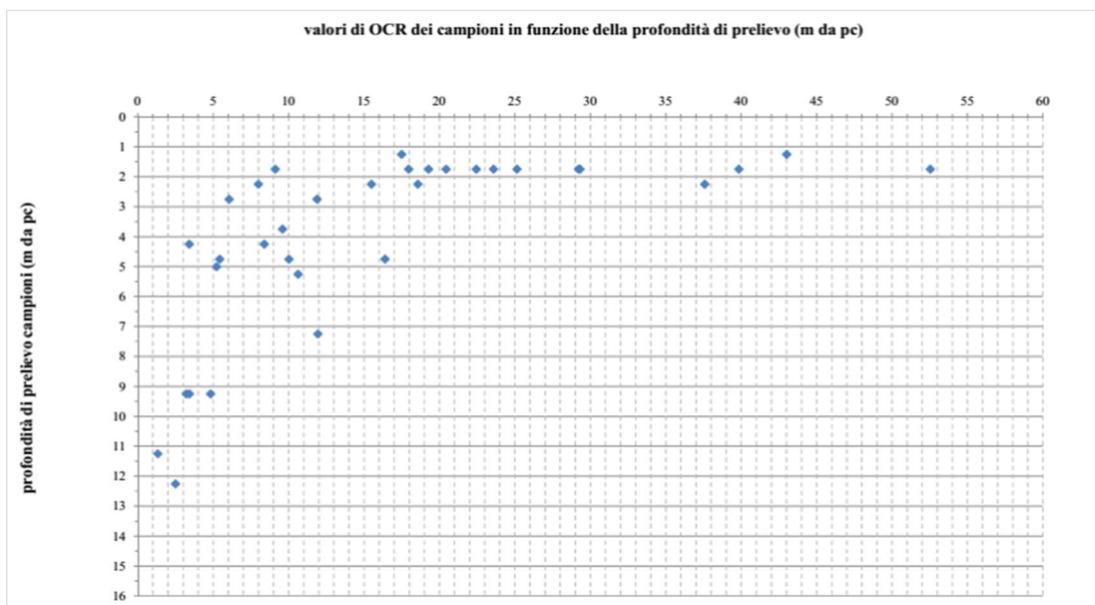


Figura 9 Valori di OCR in funzione della profondità di prelievo (m dal p.c.), ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni dei sondaggi ubicati all'interno delle diverse aree del sistema del Fosso Reale.

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

Tabella 9 Parametri statistici dei parametri derivati dalle prove edometriche

Parametro statistico	Indice di 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

I risultati delle indagini geognostiche condotte nell'area in esame permettono di identificare nell'intera area interessata dalla realizzazione delle opere idrauliche (nuovo tracciato della inalveazione del Fosso Reale - lato nord, area di laminazione B, area di laminazione A, nuovo canale di derivazione e nuovo canale scolmatore), uno strato superficiale, fino ad una profondità di 2.0÷2.5 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 disotto di uno spessore medio di circa 0,30 m di suolo vegetale, è possibile individuare la seguente litologia:

- da 0,20÷0,40 a 15÷20 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 (e quindi nelle vicinanze del canale di derivazione del nuovo tracciato del Fosso Reale), 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 geognostici 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.

Considerando l'evoluzione geomorfologica dell'area in esame, la natura dei materiali, il loro processo di deposizione, i valori degli indici OCR riscontrati e l'analisi della letteratura tecnica regionale relativa all'area in esame, 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 un'alternanza di processi di saturazione ed essiccazione per temporanea emersione di sedimenti in ambiente di deposizione lacustre-palustre.

In sintesi, sulla base dei dati scaturiti dalle indagini in sito e dalle prove di laboratorio ed in relazione ai parametri di letteratura analizzati per l'area in esame, ormai consolidati e riconosciuti, si ritiene di considerare, ai fini della modellazione geotecnica per il calcolo dei cedimenti, i terreni più superficiali (fino a -1,00 m dal p.c.) come moderatamente Sovra-Consolidati (OCR pari a circa 3) ed i terreni sottostanti come Normal-Consolidati: tale ipotesi si ritiene la più rispondente e rappresentativa delle caratteristiche dei materiali presenti nell'area in esame, anche in virtù di quanto espresso nella Relazione geologica di supporto al progetto redatta dalla Società "Terra e Opere s.r.l."

Infatti, l'analisi dei parametri geologici-geotecnici regionali di riferimento, unita agli studi condotti nell'area interessata dalla realizzazione delle opere in progetto (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 Normal Consolidate – N.C.), che rappresenta il caso riscontrato più frequentemente, e OCR=3.6 (argille moderatamente sovra-consolidate – S.C.).

6.3 Modelli geotecnici

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:

- Fosso Reale;
- Cassa di laminazione A;
- Cassa di laminazione B;
- Canale di derivazione.

In linea generale, prendendo in considerazione i Limiti di Atterberg i terreni costituenti lo strato fino a 15-20 m di profondità dal p.c., come descritto in precedenza nel modello geologico, 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.

Per la definizione dei modelli geotecnici da impiegare per il calcolo dei cedimenti sono stati presi in considerazione i risultati delle prove edometriche eseguite sui campioni prelevati in corrispondenza e/o nei pressi delle aree sulle quali sorgeranno le nuove arginature.

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

Tabella 10 Campioni considerati (parte 1/2)

CAMPIONE	S1	S3	S4	S5	S71	S75	S76	S81	S85
Profondità [m]	1.0÷1.5	1.0÷1.5	5.0÷5.5	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0
	*	*	*	4.0÷4.5	*	*	*	*	*
	*	*	*	12.0÷12.5	*	*	*	*	*

Tabella 11 Campioni considerati (parte 2/2)

CAMPIONE	S87	S88	S89	S91	S92	S109	S116	S117
	2.0÷2.5	1.5÷2.0	1.5÷2.0	2.0÷2.5	1.5÷2.0	2.0÷2.5	2.5÷3.0	2.0÷2.5

Profondità [m]	*	3.5÷4.0	*	4.5÷5.0	*	4.0÷4.5	*	4.5÷5.0
	*	*	*	9.0÷9.5	*	7.0÷7.5	*	9.0÷9.5

In Tabella 12, Tabella 13 e Tabella 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	S1C1	S3C1	S4C1	S5C1	S5C2	S5C3	S71C1	S75C1	S76C1
Profondità [m]	1.0÷1.5	1.0÷1.5	5.0÷5.5	1.5÷2.0	4.0÷4.5	12.0÷12.5	1.5÷2.0	1.5÷2.0	1.5÷2.0
Indice dei vuoti e	0.642	0.668	0.94	0.766	0.57	0.755	0.717	0.684	0.696
Indice di compressione C_c	0.1025	0.1631	0.3156	0.2110	0.1244	0.1372	0.1749	0.1978	0.1729
Indice di ricomprensione, C_r	0.0038	0.0201	0.0706	0.0480	0.0161	0.0444	0.0586	0.0487	0.0427
Peso volume naturale, γ [kN/m ³]	19.7	19.4	19.9	19.2	19.7	19.6	20.0	19.8	19.4
Coefficiente di consolidazione verticale, C_v [cm ² /s]	4.84E-04	5.37E-04	1.84E-04	6.48E-04	2.07E-03	2.70E-04	2.93E-04	7.62E-04	8.33E-04
	3.70E-04	4.86E-04	1.20E-04	1.65E-04	2.04E-03	2.48E-04	1.65E-04	5.21E-04	3.50E-04

Tabella 13 Parametri geotecnici (parte 2/3)

CAMPIONE	S81C1	S85C1	S87C1	S88C1	S88C2	S89C1	S91C1	S91C2	S91C3
Profondità [m]	1.5÷2.0	1.5÷2.0	2.0÷2.5	1.5÷2.0	3.5÷4.0	1.5÷2.0	2.0÷2.5	4.5÷5.0	9.0÷9.5
Indice dei vuoti e	0.714	0.652	0.579	0.515	0.602	0.528	0.626	0.699	0.572
Indice di compressione C_c	0.2067	0.1935	0.1821	0.1588	0.1796	0.1751	0.1783	0.1813	0.1629
Indice di ricomprensione, C_r	0.0441	0.0453	0.0530	0.0451	0.0492	0.0345	0.0423	0.0768	0.0309
Peso volume naturale, γ [kN/m ³]	18.9	19.3	20.1	20.2	20.0	20.3	19.8	19.3	20.0
Coefficiente di consolidazione verticale, C_v [cm ² /s]	2.01E-04	1.11E-03	3.65E-04	7.09E-04	3.65E-04	5.98E-04	4.50E-09	1.31E-03	1.49E-03
	1.52E-04	3.81E-04	3.45E-04	4.74E-04	2.66E-04	4.46E-04	4.16E-04	6.56E-04	6.76E-04

Tabella 14 Parametri geotecnici (parte 3/3)

CAMPIONE	S92C1	S109C1	S109C2	S109C3	S116C1	S117C1	S117C2	S117C3
Profondità [m]	1.5÷2.0	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	0.654	0.556	0.753	0.648	0.721	0.726	0.699	0.561
Indice di compressione C_c	0.1823	0.1274	0.1648	0.2211	0.1555	0.1648	0.1621	0.1595
Indice di ricomprensione, C_r	0.0330	0.0317	0.0574	0.0588	0.0286	0.0263	0.0440	0.0397
Peso volume naturale, γ [kN/m ³]	19.5	19.6	19.6	19.6	19.3	19.0	19.3	20.2
Coefficiente di consolidazione verticale, C_v [cm ² /s]	7.57E-04	5.78E-04	4.90E-04	7.82E-04	1.45E-03	8.96E-04	8.40E-04	1.09E-03
	3.63E-04	3.17E-04	2.88E-04	7.55E-04	1.84E-03	5.64E-04	4.15E-04	3.64E-04

Di seguito si riportano inoltre, con riferimento al modello geologico descritto precedentemente, si riportano i valori caratteristici dei parametri geotecnici per lo strato individuato (argilla limosa e limo argilloso).

Nuova inalveazione del Fosso Reale (a nord della nuova pista) e area di laminazione "B"

- 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 $E_d = 9.708,58 \text{ kPa}$.

Area di laminazione "A"

- 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 $c' = 10,60 \text{ kPa}$ (ottenuta da prova di taglio diretto eseguita sul campione S88-C11);
- Modulo Edometrico $E_d = 9.708,58 \text{ kPa}$.

Canale di derivazione

- peso di volume $\gamma = 19,38 \text{ kN/m}^3$;
- coesione non drenata $c_u = 51,64 \text{ kPa}$;
- angolo di attrito interno $\phi = 16,02^\circ$;
- coesione drenata $c' = 7,24 \text{ kPa}$;
- Modulo Edometrico $E_d = 9.855,68 \text{ kPa}$.

7 CEDIMENTI

7.1 Premessa

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

Come già descritto nei capitoli precedenti, le indagini condotte in corrispondenza o nei pressi delle aree in cui sorgeranno le nuove arginature hanno permesso di individuare, 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. Queste tipologie sono presenti 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.

7.2 Suddivisione in tratti omogenei

Per il calcolo dei cedimenti e del tempo necessario al processo di consolidazione, l'area oggetto d'intervento su cui è prevista la realizzazione delle nuove arginature è stata suddivisa in n. 6 tratti. Ad ognuno di essi è stata associata una sezione rappresentativa, che può considerarsi la più critica in termini di carico applicato al terreno (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

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 Nord (comprese le arginature per realizzare la nuova cassa di espansione "A"): per il tratto in esame sono stati presi in considerazione, ai fini della modellazione geotecnica, i sondaggi S81, S87, S88, S89, S91, S92.
- Cassa di espansione "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 – tratto sud: per il tratto in esame sono stati presi in considerazione, ai fini della modellazione geotecnica, i sondaggi S71, S75, S76, S109, S116, S117.
- Fosso Reale attuale – tratto a valle dell'autostrada: per il tratto in esame sono stati presi in considerazione, ai fini della modellazione geotecnica, i sondaggi S71, S75, S76, S109, S116, S117.
- Canale di derivazione: per il tratto in esame sono stati presi in considerazione, ai fini della modellazione geotecnica, i sondaggi S1, S3, S4, S5, S85.

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

- c' coesione drenata: 15 kN/m²;
- ϕ' angolo di attrito da taglio consolidato drenato: 25°;
- γ' peso di volume: 20.0 kN/m³.
- γ peso di volume saturo: 21.0 kN/m³.

7.3 Calcolo dei cedimenti e del 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.

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 10.

Il calcolo del carico p è avvenuto secondo la schematizzazione di Figura 12, in funzione dei volumi dell'opera in terra nelle sezioni rappresentative precedentemente individuate.

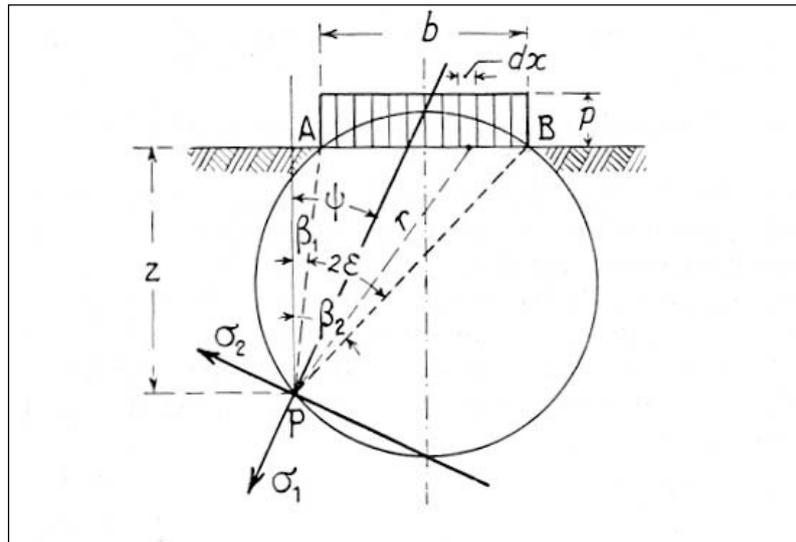


Figura 10 Schematizzazione del carico nastriforme applicato in superficie dalla duna

Con riferimento alla precedente Figura 10, posto:

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

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

44

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.

La valutazione del cedimento dovuto al carico indotto dal complesso costituito dal rilevato e dalla fondazione 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 il cedimento residuo corrispondente al raggiungimento di un grado di consolidazione del 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.

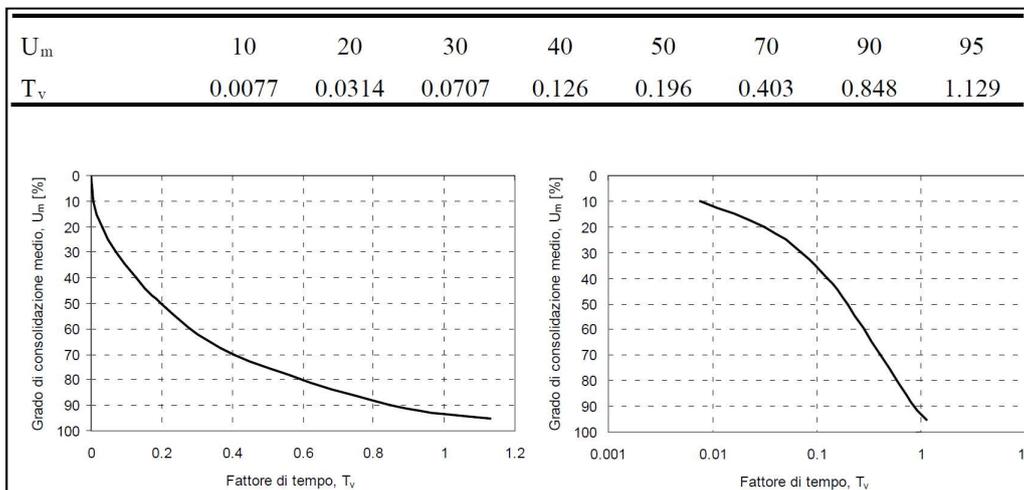


Figura 11 Valori e diagrammi della soluzione dell'equazione $U_m = f(T_v)$ per il caso di isocrona iniziale costante con la profondità, con ascissa in scala lineare (a) e logaritmica (b)

(Fonte J. Facciorusso, C. Madiai, G. Vannucchi – Dispense di Geotecnica)

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 il fattore adimensionale di cui sopra, 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 dei cedimenti indotti dalle nuove arginature in esame sono stati assunti i valori dei parametri geotecnici riepilogati in Tabella 12, Tabella 13 e Tabella 14 riportate in precedenza.

È stato quindi computato il carico permanente dovuto al peso proprio degli argini valutato nelle sezioni rappresentative considerate.

In particolare, ed in via cautelativa, il carico considerato è quello corrispondente ad un volume equivalente di materiale che insiste su un'area rettangolare di larghezza B ed altezza H_{eq} , variabili a seconda della sezione arginale considerata, come schematizzato in Figura 12: in particolare, tale volume rappresenta un'area di carico rettangolare, evidenziata con campitura rossa, equivalente all'area di carico effettiva dell'opera arginale (evidenziata in figura con campitura arancione).

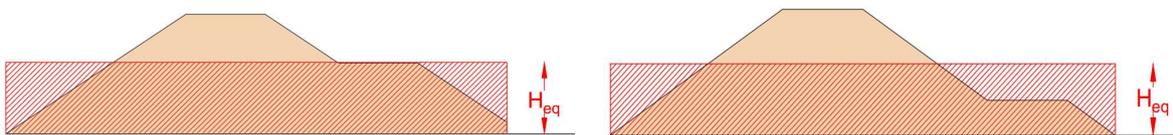


Figura 12 Esempi di determinazione del carico permanente equivalente

Nel calcolo dell'area di carico non si è tenuto conto degli eventuali sovraccarichi di esercizio generati dalla presenza delle macchine operatrici deputate alla manutenzione delle opere. Pur considerando un carico agente della macchina operatrice pari a 60 kN per ruota, distribuito su una impronta circolare di area pari a 0.20 mq (diametro pari a 0.5 m), si evidenzia che a livello del piano di posa del rilevato le tensioni indotte risultano trascurabili e quindi non influenti sul processo di consolidazione dei terreni.



$P = 60 \text{ KN}$
 $A = \pi \cdot 0.5^2 / 4$
 $p = 300 \text{ Kpa}$

In aggiunta, i carichi generati dal passaggio delle macchine operatrici non agiscono in maniera statica e quindi non contribuiscono all'accumulo dei cedimenti che dipendono fondamentalmente da condizioni di carico statiche a lungo termine.



I cedimenti calcolati sono riassunti nella seguente

Figura 12 Esempi di determinazione del carico permanente equivalente

47

Tabella 15 e schematizzati nelle seguenti Figure (Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.).

Figura 12 Esempi di determinazione del carico permanente equivalente

Tabella 15 Cedimenti calcolati in corrispondenza delle Sezioni rappresentative di ogni tratto individuato

Tratto	q [kPa]	ΔH_i [m]							t [anni]
		B/2	B/4	0.00 m	5.00 m	10.00 m	20.00 m	30.00 m	
Fosso Reale Tratto Nord	75.2	0.613	0.589	0.400	0.112	0.048	0.013	0.005	59.87
Cassa "B"	88.5	0.673	0.646	0.449	0.130	0.056	0.015	0.005	59.87
Fosso Reale Tratto Sud	83.9	0.588	0.566	0.388	0.112	0.048	0.013	0.005	44.33
Adeguamento Fosso Reale esist.	34.5	0.264	0.252	0.181	0.040	0.016	0.004	0.001	44.33
Canale di derivazione	19.6	0.157	0.149	0.108	0.020	0.008	0.002	0.001	66.67

Per quanto riguarda il calcolo del tempo necessario al processo di consolidazione, i risultati ottenuti sono riassunti nella seguente Tabella 16, la quale mostra il decorso nel tempo del cedimento calcolato nella mezzeria del rilevato arginale.

Tabella 16 Decorso dei cedimenti nel tempo per le sezioni considerate

		Grado di consolidazione							
		10%	20%	30%	40%	50%	70%	90%	95%
Fosso Reale Tratto Nord	Tempo [anni]	0.4	1.7	3.7	6.7	10.4	21.4	45.0	59.9
	Cedimento	0.06	0.12	0.18	0.24	0.30	0.42	0.55	0.58
	[m]	1	3	4	5	6	9	2	2
Cassa “B”	Tempo [anni]	0.4	1.7	3.7	6.7	10.4	21.4	45.0	59.9
	Cedimento	0.06	0.13	0.20	0.26	0.33	0.47	0.60	0.63
	[m]	7	5	2	9	6	1	6	9
Fosso Reale Tratto Sud	Tempo [anni]	0.3	1.2	2.8	4.9	7.7	15.8	33.3	44.3
	Cedimento	0.05	0.11	0.16	0.22	0.28	0.39	0.50	0.53
	[m]	9	3	9	5	1	4	7	5
Canale di derivazione	Tempo [anni]	0.5	1.9	4.2	7.4	11.6	23.8	50.1	66.7
	Cedimento	0.01	0.03	0.04	0.06	0.07	0.11	0.14	0.14
	[m]	6	1	7	3	8	0	1	9
Adeguamento Fosso Reale esist.	Tempo [anni]	0.3	1.2	2.8	4.9	7.7	15.8	33.3	44.3
	Cedimento	0.02	0.05	0.07	0.10	0.13	0.18	0.23	0.25
	[m]	6	3	9	6	2	5	8	1

Di seguito si riporta graficamente l'andamento dei cedimenti nel tempo nelle sezioni arginali considerate (Figura).

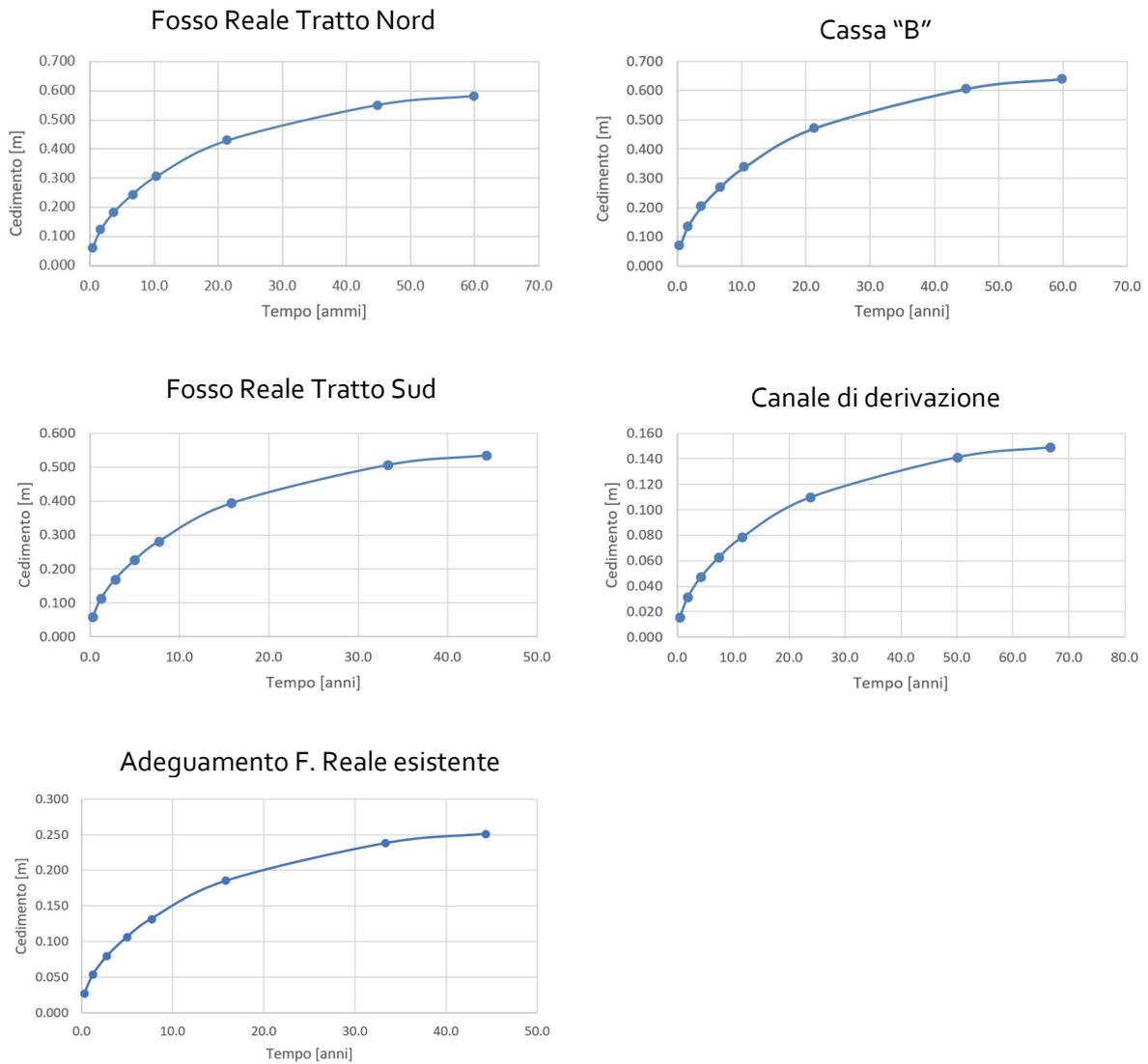


Figura 14 Decorso dei cedimenti nel tempo