

AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO
 UFFICIO OPERATIVO DI TORINO

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLE OPERE DI DIFESA IDRAULICA DEL TORRENTE MAIRA IN COMUNE DI RACCONIGI (CN) (CN-E-1183)



FOTO P. TUNINETTI

PROGETTO

<input type="checkbox"/>	PRELIMINARE
<input type="checkbox"/>	DEFINITIVO
<input checked="" type="checkbox"/>	ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO

N° ELABORATO

C

SCALA

IL PROGETTISTA

Ing. Riccardo Telò



Studio Telò srl
 Studio di Ingegneria
 Idraulico Ambientale

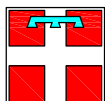
Largo 24 Agosto 1942, 33/A - 43126 - Parma (PR)
 Tel. & Fax 0521-292795 - studiotelo@studiotelo.it

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gianluca Zanichelli

AGGIORNAMENTI:

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLL.	APPROV.
0	Luglio 2015	EMISSIONE		Ing. Telò	Ing. Telò
1	Ottobre 2015	REVISIONE		Ing. Telò	Ing. Telò



Regione Piemonte



Provincia di Cuneo

Comune di Racconigi

STUDIO GEOLOGICO TECNICO A SUPPORTO DEL PROGETTO DI REALIZZAZIONE NUOVE ARGINATURE IN COMUNE DI RACCONIGI SUL TORRENTE MAIRA

COMMITTENTE:



Studio Telò

Studio di Ingegneria
Idraulico Ambientale

TAVOLA

01

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

SCALA

DATA

dicembre 2010

FILE

0104080-RACCONIGI...

AGGIORNAMENTI		Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
	e					
	d					
	c					
	b					
	a					

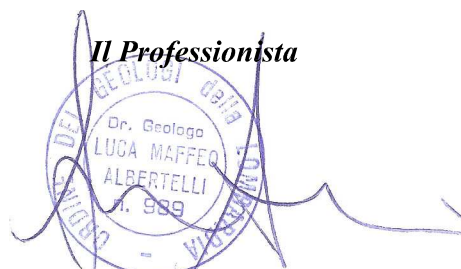


di Albertelli Luca Maffeo & C.

Via Mazzini 16 - 25043 Breno (BS)

Tel. e fax 0364/22498

E-mail cogeo.snc@tin.it



P.I. e C.F. 02179460981

GEOLOGIA-GEOTECNICA-GEOLOGIA AMBIENTALE-INDAGINI GEOTECNICHE E GEOGNOSTICHE

*Questo documento è di proprietà della società Cogeo. Nessuna parte del presente può essere copiata, riprodotta o utilizzata senza esplicita autorizzazione.
This document belongs to Cogeo company. No part of this document can be copied, reproduced or used without explicit authorization.*

INDICE

INDICE.....	1
INTRODUZIONE	2
1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO	3
3. IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA.....	4
4. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (DPSH).....	6
5. SCAVI ESPLORATIVI E ANALISI GRANULOMETRICHE	7
6. PROVE DI PERMEABILITA' IN SITO	8
7. RISULTATI.....	8
7.1 Aspetti Idraulici del Torrente Maira in località Racconigi	8
7.2 Aspetti idrogeologici.....	10
7.3 Risultati delle prove penetrometriche dinamiche.....	11
Angolo d'attrito	12
Densità relativa	13
Modulo di Winkler.....	14
Analisi della capacità portante	15
Analisi dei cedimenti	22
7.4 Modello geotecnico del terreno (e risultati degli scavi esplorativi)	36
7.5 Risultati analisi granulometriche	41
7.6 Risultati prove di permeabilità	41
8. CONCLUSIONI E INDICAZIONI PROGETTUALI.....	42

INTRODUZIONE

Su incarico dello studio di ingegneria Idraulico Ambientale dell' Ing. Riccardo Telò, è stato redatto il presente studio che ha come obiettivo quello di fornire una caratterizzazione geologico-geomorfologica delle aree e dei relativi tronchi d'alveo interessati dal progetto di realizzazione di nuovi argini eseguito. Lo studio che ha previsto anche la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati dalle opere in progetto, si è articolato nelle seguenti fasi:

- raccolta dati tecnici, presso il Comune di Racconigi (P.R.G – Marzo 1996), la Regione Piemonte, l'Ufficio del Magistrato del Po con sede in Moncalieri (TO);
- sopralluogo preliminare per verificare l'accessibilità alle aree per l'esecuzione delle indagini geognostiche e degli scavi esplorativi;
- esecuzione delle indagini geognostiche, degli scavi esplorativi sui quali sono stati realizzati i campionamenti dei terreni e le analisi di laboratorio, misura dei livelli freatici della falda;
- rilievo geologico-geomorfologico presso il tratto del corso del torrente Maira interessato dalle opere in progetto e raccolta della documentazione fotografica;
- Stesura del presente rapporto ai sensi del D.M. 11/03/88 (e successive modifiche e integrazioni) inerente le indagini sui terreni di fondazione, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

1. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il Comune di Racconigi è situato nella porzione nord-orientale della provincia di Cuneo, in prossimità del confine con la provincia di Torino e, si trova ad una quota sul livello del mare compresa tra 243 e 271 m.

L'area, geograficamente facente parte della bassa Pianura Padana, si estende circa 20 km a sud della confluenza in destra idrografica del Torrente Varaita e del Fiume Po (cfr. tavola 02).

Il Torrente Maira è il terzo affluente in destra idrografica del Fiume Po.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO

L'area oggetto di studio, si colloca nel contesto della Pianura Padana, in una zona sostanzialmente pianeggiante e circondata dai massicci appartenenti ai comprensorio delle Alpi Marittime e delle Alpi Cozie Meridionali, distanti solo alcune decine di chilometri. Dal punto di vista litologico in questa zona prevalgono i sedimenti alluvionali, dalle alluvioni antiche del Würm sino a quelle attuali (cfr. tavola 03) occupanti gli alvei dei Torrenti. Tali sedimenti sono costituiti in prevalenza da ghiaie e sabbie (alluvioni attuali, presso l'alveo del Torrente Varaita) e sabbie argilloso-ghiaiose (alluvioni recenti, occupanti le aree circostanti il corso del Torrente) talora organizzate in terrazzamenti e sospese solo alcuni metri rispetto alle alluvioni attuali.

Allontanandosi dal corso dei torrenti principali, i depositi sono costituiti principalmente da alluvioni terrazzate, ghiaie e sabbie (Alluvioni antiche), perlopiù in matrice argillosa (fluviale e fluvioglaciale del Riss), sospese sulle alluvioni recenti del Po di circa una decina di metri.

Ghiaie e sabbie quarzose a stratificazione incrociata, di ambiente lagunare deltizio (Villafranchiano Superiore) costituiscono il margine sud-orientale della pianura e si correlano ai depositi quaternari continentali (composti da ghiaie sabbiose in prevalenza, talora alterate nei primi metri in paleosuolo argilloso ferritizzato bruno rossastro).

Tali successioni quaternarie poggiano sul basamento cristallino pre-cenozoico, localizzato a profondità superiori ai cento metri.

3. IDROLOGIA E IDROGEOLOGIA

Gli eventi meteorologici degli ultimi dieci anni, come quelli eccezionali del 1993 e 1994, caratterizzati da piogge intense e persistenti, hanno provocato lungo il corso del Torrente Maira e più in generale dei Fiumi e dei torrenti dell'Italia Nord Occidentale, gravi fenomeni di esondazione e alluvionamento. In alcuni Comuni limitrofi, in occasione delle precipitazioni intense del novembre 1994, si sono registrati valori massimi di altezza di pioggia dell'ordine di 90 mm/giorno. Nonostante l'evento meteorico eccezionale, proprio lungo questo tratto del corso del Torrente non si sono riscontrate gravi problematiche, fatta eccezione per l'uscita delle acque in corrispondenza dei punti in cui le sponde sono risultate a quote inferiori del massimo livello di piena raggiunto.

Tale settore di pianura (1000 kmq), che a Nord si raccorda alla Pianura del Po, è delimitato a sud dalle Alpi Liguri, a ovest dalle Alpi Occidentali e a est dalle Colline delle Langhe.

Il Torrente Stura di Demonte, che scorre profondamente incassato, divide la pianura in due settori: in sinistra idrografica, ove sono localizzate le conoidi di deiezione provenienti dalle principali vallate e in destra idrografica, dove la pianura si raccorda ai rilievi alpini con terrazzi morfologici.

L'assetto idrogeologico di questo settore di Pianura Cuneese è regolato dai complicati interscambi tra le acque superficiali e quelle sotterranee più profonde.

Per ricostruire tale assetto idrogeologico, sono state identificate quattro unità principali e/o sequenze idrogeologiche: Sequenza quaternaria, Sequenza medio-pliocenica, Sequenza pliocenica inferiore e pliocenica superiore (da: "Le risorse Idriche della Pianura Cuneese, Piemonte Meridionale" Civita, Olivero, Vigna, 1997).

In particolare la sequenza quaternaria, oggetto dello studio, è sede di alcuni acquiferi liberi che hanno come caratteristica comune quella di essere delimitati inferiormente dalle unità plioceniche e mioceniche che costituiscono il livello impermeabile di base.

Gli acquiferi di interesse relativi a quest'area sono:

- il sistema della Pianura Principale;
- il sistema di Fondovalle.

Il sistema della Pianura Principale è costituito da depositi ghiaioso-sabbiosi; le ghiaie sono perlopiù grossolane in matrice sabbioso-limosa e talora con lenti di sabbia di potenza decimetrica (Complesso idrogeologico ghiaioso-sabbioso). La genesi di tale acquifero è legata alla migrazione dei fiumi dalla zona apicale di conoide sino alla pianura, ove raggiunge spessori più modesti dell'ordine di cinque metri. Interdigitata a questa sequenza, spostandosi verso il fondovalle si trova un altro sistema (Sistema di Fondovalle), costituito invece perlopiù da ghiaie e ghiaie sabbiose (Complesso Idrogeologico Ghiaioso) potente solo alcuni metri e originatosi dalle ultime fasi di sedimentazione dei torrenti (T. Varaita, T. Maira, T. Stura tra i principali). L'alimentazione di tale acquifero proviene interamente dai corsi d'acqua e la sua produttività, legata all'andamento pluviometrico, è mediocre a causa anche dei modesti spessori. L'andamento delle oscillazioni piezometriche nel periodo invernale è caratterizzato da una serie di picchi ben correlabili con gli apporti locali, mentre nel periodo estivo i livelli decrescono a causa dei notevoli prelievi a scopo irriguo realizzati attraverso la fitta rete di canali. In generale le escursioni piezometriche legate a questo sistema sono dell'ordine massimo di 80 – 100 cm.

L'acquifero libero principale, inteso come unione dei Complessi Idrogeologici occupanti il fondovalle, è dotato in generale di buone caratteristiche di produttività ed alimentazione, per la maggior parte proveniente dagli apporti precipitativi e dalle notevoli perdite dagli alvei dei corsi d'acqua principali. Parametri idrogeologici possono essere considerati (da letteratura) quelli relativi all'area di Savigliano e al Sistema Ghiaioso-sabbioso, poco più a sud delle aree oggetto di studio, con i seguenti valori indicativi:

- Permeabilità: $1.2 \cdot 10^{-4}$ m/s;
- Trasmissività: $7.94 \cdot 10^{-3}$ m²/s;
- Portata specifica $4.17 \cdot 10^{-3}$ m²/s;

4. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (DPSH)

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica, posta all'estremità di aste. L'infissione avviene per battitura e vengono considerati i colpi, N_{30} , necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza 30 cm. La prova viene sospesa per raggiunto rifiuto quando N_{30} supera il valore di 100 colpi.

Il penetrometro utilizzato è del tipo "Meardi-AGI" superpesante, marca Pagani conforme alla normativa A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana, 1977: "Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche" per penetrometri dinamici di classe superpesante).

Fra testa di battuta alla sommità della batteria ed il piano campagna è installato un centratore con funzioni di guida e di irrigidimento.

L'attrezzatura utilizzata è descritta in dettaglio nel seguito:

- lunghezza aste: $L = 1.2$ m

- peso per metro lineare aste: $M = 7 \text{ kg}$
- diametro esterno aste: $\phi_{\text{est}} = 34 \text{ mm}$

Punta conica collegata alla base delle aste interne:

- angolo apertura: $\alpha = 60^\circ$
- diametro base: $\phi_b = 51 \text{ mm}$

Dispositivo di infissione con sollevamento e sganciamento automatico con le seguenti caratteristiche:

- massa battente: $M = 73 \text{ kg}$
- altezza di caduta: $h = 750 \text{ mm.}$

Data l'entità del progetto le prove non sono state approfondite oltre i sei metri dal piano campagna.

5. SCAVI ESPLORATIVI E ANALISI GRANULOMETRICHE

In prossimità delle prove penetrometriche indicate come DPSH 5, DPSH 3, DPSH 1 e DPSH 7 (cfr. tavola 05), sono stati realizzati degli scavi esplorativi, finalizzati alla presa visione diretta dei terreni e al prelievo di campioni rimaneggiati per l'analisi delle granulometrie.

Gli scavi, spintisi sino a 3.0 – 3.5 m ca p.c., sono stati realizzati mediante terna a cucchiara rovescia di capienza 0.5 mc.

Gli schemi stratigrafici delle trincee esplorative, l'ubicazione delle stesse e la documentazione fotografica sono riportate rispettivamente nelle tavole 10 e 5.

I campioni prelevati, uno per ogni scavo esplorativo alla profondità di interesse delle opere di fondazione, sono stati inviati presso un laboratorio specializzato ed avviati alle analisi mediante setacciatura. Le curve granulometriche sono riportate in tavola 9.

6. PROVE DI PERMEABILITA' IN SITO

Per una valutazione in sito della permeabilità dei terreni, sono state eseguite quattro prove con infiltrometro ad anello. La prova è consistita nella realizzazione di uno scavo a mano, sino ad un metro circa dalla quota di piano campagna interessata dalle opere in progetto, in prossimità del piano di infissione dell'infiltrometro il terreno è stato disturbato il meno possibile dalle operazioni di scavo, realizzate mediante trivella a mano. Si è quindi installata la tubazione, altezza 108 cm e diametro di 14 cm, a fondo foro, cementando lateralmente la testa tubo per evitare dispersioni di acqua in direzione orizzontale. La tubazione è stata riempita gradualmente con acqua, pompata dai canali irrigui vicini, a basse portate, onde evitare fenomeni di sifonamento del fondo foro. Il terreno è stato portato a saturazione sino al raggiungimento di un livello costante di acqua nella tubazione e, successivamente sono stati rilevati i livelli in abbassamento nella tubazione ed i corrispondenti tempi, sino allo svuotamento del tubo o sino alla sopraggiunta stabilizzazione del livello, e comunque per almeno trenta minuti. I risultati e le tabelle riepilogative delle prove eseguite costituiscono la tavola 8.

7. RISULTATI

7.1 Aspetti Idraulici del Torrente Maira in località Racconigi

Il corso del Torrente Maira in entrata in località Racconigi, presenta alcune opere idrauliche (soglie, difese di sponda a scogliera) a protezione di una sezione piuttosto stretta dell'alveo e parzialmente ostruita da vari materiali quali tronchi d'albero, resti di manufatti di protezione spondale e altro. Nel punto di osservazione localizzato più a monte dell'area in esame, è presente un'opera di sbarramento e di derivazione idraulica che da origine al canale Brunotta, che scorre in destra idrografica al T. Maira e costeggia l'area di futuro insediamento arginale sino in Racconigi. Proseguendo nell'esame del tratto verso

valle, si rilevano una serie di opere di difesa di sponda, costituite da massi ciclopici immersi in calcestruzzo, perlopiù coperti dalla vegetazione (cfr. tavola fotografica). Talora questi massi risultano disarticolati o non ricoprenti uniformemente tutta la sponda. Le altezze di sponda in questo tratto, oscillano mediamente tra i tre ed i cinque metri da fondo alveo. In sponda sinistra idrografica, in prossimità del ponte di Racconigi, è stata realizzata un'opera di difesa arginale, che si estende per una lunghezza di circa 30 metri e per un'altezza di 4 m da p.c. Tale opera è stata realizzata a protezione dell'area industriale sita poco prima del ponte di Racconigi in sinistra idrografica. Un altro argine è invece situato in prossimità di un laghetto di pesca, in destra idrografica, a monte del centro abitato.

In corrispondenza del ponte di Racconigi, sono presenti due soglie in massi ciclopici ed un'opera di captazione e canalizzazione delle acque in entrata a monte del ponte. In uscita dal ponte, il torrente riprende il suo corso naturale, con attività erosiva più accentuata in corrispondenza della sponda destra idrografica e attività di sovralluvionamento lungo la sponda sinistra idrografica (cfr. tavola 04). Proprio in corrispondenza di questo punto sono ancora presenti le tracce dell'innalzamento del livello del torrente sino a piano campagna, dovuto alla modesta elevazione delle sponde stesse. Lungo il corso del Torrente non si sono rilevati punti idraulicamente critici, né sezioni a stretta curvatura o a forte restringimento si sono invece rilevate alcune opere idrauliche, sbarramenti, canali di derivazioni e di scolo, canali irrigui, di una certa importanza (al momento del sopralluogo risultavano tutti utilizzati) che potrebbero interferire con le opere in progetto. Per quanto riguarda il Ponte di Racconigi, questo presenta deboli tracce di lesioni alle pile sopra e sottocorrente, dovute alle azioni di cavitazione dell'acque in prossimità dei manufatti stessi.

In alveo sono presenti materiali principalmente ghiaioso – sabbiosi, localmente solo sabbiosi, sino a 15 cm di diametro nelle aree di sovralluvionamento. Nelle aree di deposizione spondale prevalgono materiali sabbiosi e sabbioso-limosi.

7.2 Aspetti idrogeologici

La falda acquifera si assesta a profondità comprese tra i 3.5 (nelle zone prossime all'alveo) ed i 4.5 m da p.c. (nelle aree più marginali), nelle ghiaie e sabbie sottostanti l'unità superficiale costituita in prevalenza da sabbie. La potenza del livello ghiaioso-sabbioso è dell'ordine di 15-20 m, la permeabilità è medio-buona compresa tra 10^{-5} a 10^{-6} m/s. Si tratta di una falda freatica, localmente con caratteristiche di falda risaliente e oscillazioni massime dell'ordine di un metro, sino al tetto del livello sabbioso-limoso. Durante l'esecuzione degli scavi esplorativi a partire dai due metri da p.c. si sono rilevate tracce di umidità e localmente di ossidazione.

In sponda destra idrografica, a circa un chilometro dall'alveo del Torrente Maira, in corrispondenza dell'area Parco, si trovano delle risorgive, che indicano possibilità di intersezione della falda freatica con la superficie topografica.

Da raccolti in corrispondenza dei canali Cornaia, Brunotta e Maglia Bruna Belaera (tutti situati in sponda destra idrografica tra 0.5 e 2.0 km dall'alveo) la quota della falda è compresa tra i 2 ed i 3 m p.c.

Nella tabella seguente si riportano i dati relativi alle misure piezometriche rilevate nel mese di aprile 2001.

Pozzo	Livello statico (rif.to p.c.)	Note
DPSH-2	4.45	Da prova penetrometrica
DPSH-5	3.95	Installazione tubo
DPSH-6	3.65	Da prova penetrometrica
DPSH-7	4.05	Da prova penetrometrica
Pozzo Falegnameria	4.15	Adiacente DPSH 6
Pozzo irriguo	3.55	Adiacente DPSH 9
TR-2	1.50	Scavo per trincea

7.3 Risultati delle prove penetrometriche dinamiche

Per ottenere i parametri di resistenza dei terreni è stato elaborato il numero di colpi ottenuto con il penetrometro adottando un numero di colpi equivalente ad una prova Spt, mediante l'applicazione di una correlazione funzione della profondità degli orizzonti e della stratigrafia presunta; tale relazione, valida per sabbie, sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose, è la seguente:

$$N_{30}/N_{Spt} = 0.57$$

Dai valori di Spt ottenuti è stato quindi possibile ricavare i valori di angolo di attrito efficace e quelli di densità relativa, adottando le relazioni presenti in letteratura, in particolare Peck-Hanson-Thornburn per la determinazione dell'angolo di attrito (a partire da 3 m circa di profondità da p.c.) e la correlazione di JRS per i primi metri di profondità, correlazioni che sono funzione della profondità di prova e del numero di colpi, mentre per la $Dr\%$ si è fatto riferimento alle relazioni di Schultz-Henzenback (più cautelativa nella definizione dei parametri nei primi metri di profondità) e Skempton (a partire da profondità di 3 m p.c.).

Si sono inoltre determinati i valori del Modulo elastico E (Mpa), Modulo di Taglio G (Mpa) e Modulo di Winkler (kg/cm^3), attraverso alcune correlazioni empiriche con il numero di colpi ottenuto dalle prove penetrometriche.

Le prove hanno rilevato la presenza di terreni dotati di medio-scarse caratteristiche geotecniche sino ad un metro e mezzo di profondità, mentre a partire da questa quota, le caratteristiche migliorano lungo tutta la verticale d'indagine, soprattutto in corrispondenza dell'unità ghiaioso-sabbiosa sede dell'acquifero libero (fatta eccezione per alcuni livelli sabbiosi decimetrici, con scarso caratteristiche). Di seguito i dettagli relativi ai parametri caratteristici dei terreni indagati.

Angolo d'attrito

Il calcolo dell'angolo d'attrito è stato eseguito, per i primi metri d'indagine, mediante l'applicazione della correlazione JRS, valida per terreni sabbioso-ghiaiosi in falda. La relazione di Peck, comunemente più usata, tende a sovrastimare i valori dell'angolo d'attrito relativi ai primi metri d'indagine, mentre oltre i tre metri di profondità i valori ottenuti con entrambi i metodi risultano uguali.

I risultati migliori sono stati restituiti dalle prove indicate come DPSH 1, 2, 3 e 11, con valori di angolo d'attrito superiori ai 30°, a partire da profondità di 1.5 m p.c., aree ove l'orizzonte ghiaioso risulta prossimo alla superficie topografica. Lungo le altre verticali d'indagine si sono rilevati valori compresi tra i 20° (in corrispondenza di lenti prevalentemente sabbiose e poco addensate) e 30°, sino a profondità indicative di 4, 4.5 m p.c.

In sponda sinistra idrografica la prova migliore è risultata la DPSH 11, mentre la peggiore la DPSH 9, che è stata realizzata morfologicamente ad una quota inferiore e localizzata in prossimità di una zona a prevalente deposizione da parte di correnti di deflusso in condizioni di morbida, e perciò con trasporto e deposizione di sabbie prevalenti per spessori dell'ordine dei 3.5 m da p.c. (come anche rilevato nel corso della realizzazione dello scavo per l'esecuzione delle prove di permeabilità).

Nella tabella seguente si riporta uno schema riassuntivo dei valori di angolo d'attrito attribuibili a intervalli definiti di verticale d'indagine, fatta esclusione per i primi decimetri di terreno costituiti da terreno di riporto o terreno che poi verrà comunque sbancato in fase di realizzazione dell'opera.

Trattandosi di terreni prevalentemente incoerenti, con presenza solo locale di lenti di modesto spessore limoso-sabbiose, fatta esclusione per alcuni decimetri di terreno superficiali sabbioso – limosi e limoso – sabbiosi, la coesione è stata considerata nulla lungo tutte le verticali d'indagine (tale semplificazione consente di operare maggiormente a favore di sicurezza).

Prova	0.5 – 1.5 m p.c.	1.5 – 3.0 m p.c.	3.0 – 4.0 m p.c.	4.0 – 6.0 m p.c.
DPSH 1	24°	33°	37°	33°
DPSH 2	27°	36°	40°	\\
DPSH 3	24°	32°	33°	32°
DPSH 4	23°	25°	34°	32°
DPSH 5	23(*)	24(*)	20°	33°
DPSH 6	26°	30°	28°	35°
DPSH 7	28°	30°	32°	35°
DPSH 8	27°	32°	30°	40°
DPSH 9	23°	23°	23°	35°
DPSH 10	23°	26°	23°	37°
DPSH 11	32°	35°	34°	34°
(*) riporto				

Densità relativa

Per la correlazione dei valori delle prove con il parametro Densità Relativa, si è utilizzato il metodo di Schultz, applicabile a terreni sabbiosi da fini a con ghiaia e per qualunque valore di pressione efficace applicato. Il valore della densità relativa viene leggermente sovrastimato in presenza di terreni ghiaiosi, ma a differenza di altri metodi interpretativi (Skempton, Gibbs e Holtz), che forniscono valori sovrastimati soprattutto nei primi metri d'indagine, direttamente interessati dalle opere in progetto, risulta essere il metodo interpretativo che fornisce comunque i risultati più cautelativi.

Di seguito si forniscono i parametri relativi alla densità relativa inerente agli intervalli sopra considerati.

Prova	0.5 – 1.5 m p.c.	1.5 – 3.0 m p.c.	3.0 – 4.0 m p.c.	4.0 – 6.0 m p.c.
DPSH 1	18%	20%	20%	60%
DPSH 2	35%-50%	70%	90%	\\
DPSH 3	25%	50%	60%	60%-80%
DPSH 4	20%	30%-50%	70%	60%
DPSH 5	25%-30%(*)	20%-30%(*)	20%-30%	40%-70%
DPSH 6	20%	45%-55%	50%	70%
DPSH 7	30%	40%	55%	70%
DPSH 8	25%	40%	50%-60%	80%-90%
DPSH 9	25%	35%	40%-55%	55%-70%
DPSH 10	20%	30%-45%	35%	70%-90%
DPSH 11	40%	50% - 60%	65%	70%
(*) riporto				

I terreni oggetto d'indagine risultano quindi da sciolti a mediamente addensati sino al primo metro e mezzo di profondità (ragione per cui occorrerà, prendendo in considerazione ogni singolo punto d'indagine, provvedere al miglioramento delle caratteristiche di addensamento in corrispondenza del piano di fondazione).

A profondità comprese tra 1.5 m p.c. e 3.0 m p.c. le caratteristiche di addensamento tendono ad aumentare sino ad avere lungo alcune verticale d'indagine terreni da mediamente addensati ad addensati. Nel caso delle prove n° 1, 4, 5, 7, 8, 9, 10, occorrerà provvedere comunque ad un miglioramento delle caratteristiche di addensamento. Salvo presenza di alcuni livelli prevalentemente sabbiosi scarsamente addensati in corrispondenza dei punti d'indagine DPSH 1, DPSH 5, DPSH 10, i terreni possiedono buone caratteristiche di addensamento.

Modulo di Winkler

Il modulo di Winkler viene introdotto nel calcolo dei cedimenti previsti al di sotto delle opere di fondazione.

Lungo le verticale d'indagine considerate si sono ricavati i seguenti valori di questo coefficiente espresso in kg/cm^3 :

Prova	0.5 – 1.5 m p.c.	1.5 – 3.0 m p.c.	3.0 – 4.0 m p.c.	4.0 – 6.0 m p.c.
DPSH 1	1.0	4.0	6.0 - 6.5	1.0 – 5.0
DPSH 2	1.5 – 4.0	8.0	12.0	\\
DPSH 3	1.0	3.0	4.0	2.0 – 4.0
DPSH 4	0.5	1.0 – 3.0	4.0 – 5.5	2.5 – 3.5
DPSH 5	0.5 (*)	0.75 (*)	0.5	3.0 - 4.0
DPSH 6	1.0 - 3.0	1.0 - 3.0	1.5 – 3.5	2.0 – 4.0
DPSH 7	1.0 – 1.5	1.0 – 2.0	3.0	4.0 – 5.0
DPSH 8	1.0	2.0 – 3.0	2.0 – 4.0	10.0
DPSH 9	1.0	1.0	1.0	2.0 - 6.0
DPSH 10	0.5 – 1.0	1.0 – 2.5	1.0 – 2.0	4.0 – 8.0
DPSH 11	3.0	4.0 – 5.0	4.0	2.0 – 4.0
(*) riporto				

Analisi della capacità portante

Si è considerata nell'analisi la capacità portante di un terreno di fondazione, in funzione delle caratteristiche di resistenza del terreno e delle condizioni al contorno, intendendo in tal senso la geometria della fondazione, la tipologia e la profondità di posa della stessa.

I terreni possiedono caratteristiche geotecniche medie e localmente medio-scadenti sino a 1.5-2.0 m di profondità (per la presenza locale di terreni sabbiosi scarsamente addensati), si sono comunque prese in considerazione varie possibilità, inerenti sia alla dimensione caratteristica della fondazione sia alle profondità d'immorsamento, utilizzando dati ricavati dalle prove che hanno restituito parametri geotecnici più scarsi (questo a favore di sicurezza). I risultati dell'analisi condotta sono riportati in modo schematico nelle tabelle seguenti, in modo da consentire una lettura immediata delle condizioni di carico di esercizio, che il Progettista potrà utilizzare come dato iniziale, al fine di meglio ottimizzare la funzionalità delle opere di fondazione che andrà a progettare.

I carichi trasmessi dalle opere di fondazione, nel limite dei cedimenti tollerabili, si ripartiscono sempre all'interno delle unità investigate, mentre all'applicazione di carichi superiori ai 100 e talora anche ai 50 kPa e all'approfondimento della quota d'immorsamento, il bulbo dei carichi si trasmette a profondità superiori di 6 m p.c. Si ritiene comunque che a tali profondità siano sempre presenti terreni ghiaioso-sabbiosi dotati di medio-buone caratteristiche geotecniche.

Le elaborazioni eseguite sono state condotte utilizzando la relazioni di Brinch-Hansen e Vesic, i cui parametri di calcolo sono così individuati:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

dove si considerano:

N_c, N_q, N_g = fattori di capacità portante

s_c, s_q, s_g = fattori di forma

d_c, d_q, d_g = fattori di profondità

$i_c, i_q, i_g, b_c, b_q, b_g, g_c, g_q, g_g$ = fattori di inclinazione

$q = \gamma * d_f$

γ = peso dell'unità di volume

d_f = profondità d'imposta della fondazione

In tabella si riporta l'andamento della capacità portante ammissibile (data dalla capacità portante del terreno divisa per un fattore di sicurezza pari a 1.6, da applicare in caso di terrapieno) al variare della dimensione della fondazione, e della profondità d'imposta della stessa.

Le condizioni di rottura che si verificano al superamento del carico ammissibile sono di tipo locale.

Il valore del carico ammissibile non può essere preso comunque in considerazione senza l'analisi dei cedimenti ad esso correlati: tale carico dovrà pertanto essere valutato in base ai cedimenti ritenuti tollerabili dal progettista, in relazione all'opera in progetto.

DPSH 1

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) - Profondità falda 4.0 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	1208	755
	10.0	1342	839
	12.0	1476	922
1.5	8.0	1513	946
	10.0	1670	1044
	12.0	1828	1142
2.0	8.0	1585	991
	10.0	1820	1137
	12.0	1993	1246

DPSH 2

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) - Profondità falda 3.9 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	665	416
	10.0	738	461
	12.0	794	496
1.5	8.0	812	507
	10.0	885	553
	12.0	956	597
2.0	8.0	851	532
	10.0	963	602
	12.0	1054	659

DPSH 3

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) – Profondità falda 4.0 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	1100	687
	10.0	1230	769
	12.0	1339	837
1.5	8.0	1373	859
	10.0	1535	959
	12.0	1652	1032
2.0	8.0	1269	793
	10.0	1450	906
	12.0	1590	994

DPSH 4

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) - Profondità falda 2.9 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	845	528
	10.0	935	584
	12.0	1017	636
1.5	8.0	1064	665
	10.0	1171	732
	12.0	1265	791
2.0	8.0	1204	752
	10.0	1235	772
	12.0	1365	853

DPSH 5

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) - Profondità falda 3.95 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	556	347
	10.0	610	381
	12.0	658	411
1.5	8.0	596	372
	10.0	645	403
	12.0	691	432
2.0	8.0	540	337
	10.0	605	378
	12.0	661	413

DPSH 6

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) - Profondità falda 3.65 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	994	621
	10.0	1115	697
	12.0	1205	753
1.5	8.0	1198	749
	10.0	1325	828
	12.0	1432	895
2.0	8.0	1039	649
	10.0	1185	741
	12.0	1294	809

DPSH 7

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) – Profondità falda 2.8 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	964	602
	10.0	1065	657
	12.0	1166	729
1.5	8.0	1137	711
	10.0	1255	784
	12.0	1357	848
2.0	8.0	1072	670
	10.0	1210	756
	12.0	1336	835

DPSH 8

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) - Profondità falda 2.9 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	1345	841
	10.0	1499	937
	12.0	1651	1032
1.5	8.0	1739	1087
	10.0	1927	1204
	12.0	2115	1322
2.0	8.0	1729	1081
	10.0	1955	1222
	12.0	2177	1361

DPSH 9

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) - Profondità falda 3.9 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	537	336
	10.0	621	388
	12.0	702	439
1.5	8.0	676	422
	10.0	768	480
	12.0	858	536
2.0	8.0	864	540
	10.0	969	606
	12.0	1072	670

DPSH 10

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) - Profondità falda 3.9 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	796	497
	10.0	877	548
	12.0	956	597
1.5	8.0	961	601
	10.0	1049	656
	12.0	1138	711
2.0	8.0	995	622
	10.0	1117	698
	12.0	1237	773

DPSH 11

Fondazione continua: valori di capacità portante calcolati (KPa) – Profondità falda 2.8 m p.c.

Profondità di posa dal piano camp. (m)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Capacità portante limite (KPa)	Capacità portante ammissibile (KPa) Fs = 1.6
1.0	8.0	1466	916
	10.0	1637	854
	12.0	1807	1129
1.5	8.0	1601	1001
	10.0	1771	1107
	12.0	1940	1212
2.0	8.0	1476	922
	10.0	1667	1042
	12.0	1853	1158

Analisi dei cedimenti

L'analisi dei cedimenti è stata condotta attraverso l'esame dei risultati ottenuti dalle prove penetrometriche ed in particolare sono stati esaminati di queste, i valori di resistenza alla punta nei livelli profondi direttamente interessati dall'aumento di pressione derivato dal carico della fondazione continua sul terreno.

I valori così ottenuti sono stati mediati al fine di ricavare dei valori rappresentativi di orizzonti omogenei all'interno di uno stesso strato, e sono quindi stati rapportati ai valori di SPT corrispondenti. Alle varie profondità sono state calcolate le tensioni geostatiche in ragione dei parametri supposti nel modello geotecnico.

Sono stati considerati i parametri dell'unità A e B in funzione delle diverse quote di appoggio della fondazione, della diversa distribuzione dei carichi in profondità ed in funzione della variazione della dimensione caratteristica della fondazione. L'esame dei

cedimenti è stato effettuato attraverso la nota relazione di Burland-Burbridge che considera:

$$Stot. = F_s \cdot F_h \cdot \left(\sigma \cdot B^{0.7} \cdot \frac{I_c}{3} + (Q - \sigma) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right) \cdot (F_t - 1)$$

dove: $F_t = 1 + R_3 + R_0 \log (T/3)$ con $R_3=0.3$ e $R_0= 0,2$ per carichi statici e $T = 20$ anni

I_c = fattore che tiene conto della probabilità che il cedimento reale superi quello calcolato, in questo caso si riferisce alla probabilità del 70% che il cedimento reale non superi quello calcolato.

σ = pressione efficace al piano di posa della fondazione

Q = carico applicato alla fondazione

B = lato corto della fondazione

F_t = fattore di profondità significativa dove calcolare il valore di SPT

Come si evince dalle tabelle seguenti, anche a bassi valori di carico applicato si verificano cedimenti eccessivi non sempre tollerabili dalle opere in progetto. La prova che restituisce i risultati più sfavorevoli, anche a bassi carichi di applicazione a profondità di imposta della fondazione di 1.0 m p.c., è la prova indicata come DPSH 5 ove, come evidenziato anche dallo scavo realizzato nelle immediate vicinanze, si è in presenza di un terreno di riporto poco addensato e le prove DPSH 2 e 9, in corrispondenza della quale sono presenti terreni superficiali prevalentemente sabbiosi e sciolti.

In generale per tutte le prove si sono calcolati valori di cedimento sino a quote d'imposta del piano di fondazione di due metri.

Considerando i cedimenti tollerabili sino ad un massimo di 3 cm, i terreni con le caratteristiche migliori sono quelli in corrispondenza delle prove DPSH 11 e DPSH 8, ove i risultati dell'analisi carico/cedimento permettono di ottenere valori di carico ammissibile sino a 100 kPa, anche a profondità di immersione dell'opera di solo un metro da p.c.

Le condizioni di carico più sfavorevoli si rilevano in corrispondenza delle prove DPSH 1 e DPSH 5, con carichi massimi applicabili dell'ordine di 50 kPa.

Negli altri casi esaminati, approfondendo le quote d'imposta a 1.5 m p.c. si ottengono carichi ammissibili sino a 100 kPa.

DPSH 1

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	1.0-1.4	0.7-1.0	0.5-0.7
	10.0	1.1-1.6	0.8-1.1	0.5-0.8
	12.0	1.2-1.8	0.9-1.3	0.6-0.9
100	8.0	2.3-3.4	1.8-2.6	1.4-2.0
	10.0	2.5-3.7	4.0-5.9	1.6-2.4
	12.0	2.9-4.2	2.3-3.4	1.8-2.7
150	8.0	3.6-5.3	2.9-4.2	2.3-3.4
	10.0	4.0-5.9	3.3-4.8	2.7-4.0
	12.0	4.5-6.6	3.7-5.4	3.0-4.5
200	8.0	4.9-7.2	3.9-5.8	3.3-4.8
	10.0	5.4-8.0	4.6-7.7	3.8-5.5
	12.0	6.1-9.0	5.1-7.5	4.3-6.2

DPSH 2

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	2.0-3.0	1.4-2.1	1.0-1.4
	10.0	2.3-3.4	1.7-2.4	1.1-1.6
	12.0	2.6-3.8	1.9-2.7	1.2-1.8
100	8.0	4.8-7.0	3.8-5.5	2.1-4.2
	10.0	5.4-7.9	4.4-6.4	3.4-4.9
	12.0	6.0-8.9	4.9-7.2	3.8-5.5
150	8.0	7.5-11.0	6.1-8.9	4.8-7.1
	10.0	8.5-12.4	1.0-10.3	5.6-8.2
	12.0	9.5-13.9	7.9-11.6	6.3-9.2
200	8.0	10.2-15.0	8.4-12.3	6.8-9.9
	10.0	11.5-16.9	9.7-14.3	7.9-11.5
	12.0	13.0-19.0	11.0-16.1	8.8-12.9

DPSH 3

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	1.3-1.9	0.9-1.3	0.6-1.0
	10.0	1.4-2.1	1.0-1.5	0.8-1.1
	12.0	1.6-2.3	1.2-1.7	0.8-1.2
100	8.0	3.1-4.5	2.3-3.4	2.0-2.9
	10.0	3.3-4.9	2.7-3.9	2.2-3.3
	12.0	3.7-5.5	3.0-4.4	2.6-3.8
150	8.0	4.8-7.1	3.7-5.5	3.3-4.8
	10.0	5.2-7.6	4.3-6.4	3.8-5.6
	12.0	5.9-8.6	4.9-7.2	4.3-6.3
200	8.0	6.6-9.7	5.2-7.6	4.6-6.7
	10.0	7.1-10.4	6.0-8.8	5.3-7.8
	12.0	8.0-11.7	6.7-9.9	6.0-8.8

DPSH 4

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	1.5-2.3	1.1-1.6	0.7-1.1
	10.0	1.7-2.6	1.3-1.8	0.8-1.2
	12.0	2.0-2.9	1.4-2.1	1.0-1.4
100	8.0	3.6-5.3	2.8-4.1	2.2-3.3
	10.0	4.1-6.0	3.3-4.8	2.6-3.8
	12.0	4.6-6.7	3.7-5.4	2.9-4.2
150	8.0	5.7-8.3	4.6-6.7	3.7-5.4
	10.0	6.4-9.4	5.3-7.8	4.3-6.3
	12.0	7.2-10.6	6.0-8.7	4.8-7.1
200	8.0	7.8-11.4	6.3-9.3	5.2-7.6
	10.0	8.8-12.9	7.3-10.7	6.0-8.8
	12.0	9.9-14.4	8.2-12.1	6.8-9.9

DPSH 5

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	2.7-3.9	1.9-2.8	1.3-2.0
	10.0	2.7-3.9	2.2-3.3	1.5-2.3
	12.0	3.0-4.4	2.5-3.7	1.7-2.5
100	8.0	6.2-9.1	5.0-7.4	4.0-5.9
	10.0	6.2-9.1	5.8-8.5	4.7-6.8
	12.0	7.0-10.3	6.6-9.6	5.3-7.7
150	8.0	9.8-14.3	8.1-11.9	6.7-9.9
	10.0	9.8-14.4	9.4-13.8	7.8-11.4
	12.0	11.0-16.2	10.6-15.5	8.8-12.9
200	8.0	13.3-19.5	11.2-16.5	9.4-13.8
	10.0	13.4-19.6	13.0-19.1	10.9-16.0
	12.0	15.0-22.0	14.6-21.5	12.3-18.0

DPSH 6

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	1.4-2.1	1.0-1.4	0.8-1.1
	10.0	1.5-2.2	1.1-1.7	0.9-1.3
	12.0	1.7-2.5	1.3-1.9	1.0-1.5
100	8.0	3.3-4.8	2.6-3.8	2.3-3.4
	10.0	3.6-5.3	3.0-4.4	2.7-3.9
	12.0	4.0-5.9	3.3-4.9	3.0-4.4
150	8.0	5.2-7.6	4.1-6.1	3.9-5.7
	10.0	5.6-8.3	4.8-7.0	4.5-6.6
	12.0	6.3-9.3	5.4-7.9	5.0-7.4
200	8.0	7.0-10.3	5.7-8.4	5.4-7.5
	10.0	7.7-11.3	6.6-9.7	6.3-9.2
	12.0	8.7-12.7	7.5-10.9	7.1-10.3

DPSH 7

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	1.5-2.3	1.1-1.6	0.8-1.1
	10.0	1.6-2.4	1.2-1.8	0.9-1.3
	12.0	1.8-2.7	1.4-2.0	1.0-1.5
100	8.0	3.6-5.3	2.8-4.1	2.3-3.4
	10.0	3.8-5.6	3.2-4.7	2.7-3.9
	12.0	4.3-6.3	3.6-5.3	3.0-4.4
150	8.0	5.7-8.3	4.5-6.6	3.9-5.7
	10.0	6.0-8.8	5.2-7.7	4.5-6.6
	12.0	6.8-9.9	5.9-8.6	5.1-7.4
200	8.0	7.7-11.3	6.3-9.2	5.4-8.0
	10.0	8.2-12.0	7.2-10.6	6.3-9.2
	12.0	9.2-13.5	8.1-11.9	7.1-10.4

DPSH 8

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	0.8-1.1	0.5-0.8	0.4-0.5
	10.0	0.9-1.3	0.6-0.9	0.4-0.6
	12.0	1.0-1.5	0.7-1.0	0.5-0.7
100	8.0	1.8-2.7	1.4-2.1	1.1-1.7
	10.0	2.1-3.1	1.7-2.4	1.3-1.9
	12.0	2.4-3.5	1.9-2.7	1.5-2.2
150	8.0	5.9-4.2	2.3-3.4	1.9-2.8
	10.0	3.3-4.9	2.7-3.9	2.2-3.2
	12.0	3.8-5.5	3.0-4.4	2.5-3.6
200	8.0	3.9-5.8	3.2-4.7	2.6-3.9
	10.0	4.6-6.7	3.7-5.4	3.1-4.5
	12.0	5.1-7.5	4.2-6.1	3.4-5.0

DPSH 9

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	1.7-2.5	1.7-2.5	1.0-1.5
	10.0	1.8-2.7	1.3-1.9	1.2-1.8
	12.0	2.1-3.0	1.5-2.2	1.4-2.0
100	8.0	3.6-5.3	3.8-5.6	2.5-3.6
	10.0	3.9-5.8	2.9-4.3	2.9-4.2
	12.0	4.4-6.5	3.4-5.0	3.3-4.7
150	8.0	5.6-8.2	5.9-8.7	3.9-5.7
	10.0	6.0-8.8	4.6-6.7	4.5-6.6
	12.0	6.8-10.0	5.3-7.7	5.1-7.4
200	8.0	7.5-11.0	8.0-11.8	5.3-7.8
	10.0	8.1-11.9	6.2-9.1	6.1-9.0
	12.0	9.2-13.4	7.2-10.5	6.9-10.1

DPSH 10

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	1.5-2.2	1.0-1.4	0.7-1.0
	10.0	1.6-2.3	1.1-1.7	0.8-1.1
	12.0	1.8-2.6	1.3-1.9	0.9-1.3
100	8.0	3.6-5.2	2.6-3.8	2.0-2.9
	10.0	3.7-5.4	3.0-4.4	2.3-3.4
	12.0	4.1-6.1	3.4-4.9	2.6-3.8
150	8.0	5.6-8.2	4.2-6.1	3.3-4.9
	10.0	5.8-8.5	4.8-7.1	3.9-5.7
	12.0	6.5-9.5	5.4-8.0	4.3-6.4
200	8.0	7.6-11.2	5.8-8.4	4.7-6.8
	10.0	7.9-11.6	6.7-9.8	5.4-7.9
	12.0	8.9-13.0	7.5-11.0	6.1-8.9

DPSH 11

Fondazione continua: calcolo dei cedimenti (cm)

Carico (kPa)	Larghezza caratteristica della fondazione B (m)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)	Cedimenti: immediati – 20 anni (cm)
		<i>Profondità piano di posa 1 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 1.5 m p.c.</i>	<i>Profondità piano di posa 2 m p.c.</i>
50	8.0	0.8-1.2	0.9-1.3	0.5-0.7
	10.0	1.0-1.4	0.8-1.1	0.6-0.8
	12.0	1.1-1.6	0.7-1.0	0.6-0.9
100	8.0	1.9-2.8	2.3-3.3	1.5-2.2
	10.0	2.2-3.3	2.0-2.9	1.7-2.5
	12.0	2.5-3.7	1.7-2.5	1.9-2.8
150	8.0	3.0-4.5	3.6-5.3	2.5-3.6
	10.0	3.5-5.2	3.2-4.7	2.9-4.2
	12.0	4.0-5.8	2.8-4.1	3.2-4.7
200	8.0	4.1-6.1	5.0-7.4	3.5-5.1
	10.0	4.8-7.1	4.5-6.5	4.0-5.9
	12.0	5.4-7.9	3.9-5.7	4.5-6.6

7.4 Modello geotecnico del terreno (e risultati degli scavi esplorativi)

La genesi dei terreni oggetto d'indagine, attribuisce loro la caratteristica peculiare di estrema variabilità composizionale sia in senso verticale che orizzontale, con frequenti alternanze tra terreni sabbiosi e terreni ghiaiosi. Gli scavi esplorativi TR-1 – TR-4, hanno avuto funzione di taratura del modello geotecnico del terreno e di conferma nei confronti della variabilità soprattutto inerente ai primi metri d'indagine, che saranno interessati direttamente dalle opere in progetto.

Il modello geotecnico è stato realizzato distinguendo i terreni in destra idrografica del Torrente Maira e in sinistra idrografica, in quanto aventi caratteristiche leggermente differenti.

Sponda destra idrografica

I terreni indagati in sponda destra idrografica (prove DPSH 1 – 6, scavi esplorativi TR 1 – 4 e prove di permeabilità 1 e 2) hanno mostrato qualità geotecniche leggermente inferiori a quelle ottenute in sinistra idrografica, soprattutto a causa della maggior variabilità data dalla presenza di numerose lenti sabbiose a profondità maggiori di 4 m p.c. e alla presenza locale (DPSH 1 e DPSH 3) di terreni superficiali più fini (sabbie limose) sino a 2 m p.c.

Si segnala in particolare la presenza di terreni di riporto poco addensati sino a 3 m ca di profondità in corrispondenza della verticale d'indagine DPSH 5, mentre in corrispondenza della prova DPSH 11 si è rilevata un'estrema variabilità composizionale lungo tutta la verticale d'indagine, ragione per cui il modello geotecnico semplificato non trova una valida corrispondenza.

I terreni sono stati divisi in tre unità (non comprensive dei terreni di riporto, che generalmente si esauriscono entro il primo mezzo metro di profondità) con le seguenti caratteristiche indicative (più avanti riassunte in tabella):

Unità A (0.5 – 2.0-2.5 m p.c.): terreni in prevalenza fini costituiti da sabbie localmente limose grigio-nocciola e da sabbie da debolmente ghiaiose a ghiaiose, generalmente sciolte o poco addensate, con valori dell'angolo d'attrito inferiori ai 30°. I livelli ghiaiosi localmente presenti di spessore centi-decimetrico sono costituiti in prevalenza da ghiaia medio-fine. Come già detto, a favore di sicurezza non è stata considerata la componente relativa alla coesione non drenata che può esser localmente presente in quest'unità in corrispondenza dei livelli decimetrici sabbioso-limosi (DPSH 1 e DPSH 3).

UNITA' A

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi =$)	Densità relativa ($D_r = \%$)	Modulo Elastico ($E = \text{Mpa}$)	Modulo di Taglio ($G = \text{Mpa}$)	Modulo di Winkler ($K = \text{Kg/cm}^3$)
0.5 - 2.5	23° - 27°	20% - 40%	10-30	30-80	0.5-3.0

Unità B (2.0, 2.5 - 4.0, 4.5 m p.c.): si tratta di terreni costituiti da ghiaie e sabbie e terreni ghiaioso-sabbiosi; localmente si possono avere livelli prevalentemente sabbiosi e comunque le alternanze tra sabbie e ghiaie sono, in intervalli ristretti, frequenti. Le ghiaie sono generalmente eterometriche con locale presenza di ciottoli, (diam max 15 cm), la matrice è sabbiosa in prevalenza medio-grossolana. Verso la base di quest'unità (a profondità comprese tra 3.5 e 4.5 m p.c.), ha sede la falda freatica. Sino a 3 m p.c. in corrispondenza della prova DPSH 5 è presente terreno di riporto.

I terreni appartenenti a quest'unità possiedono caratteristiche geotecniche migliori rispetto all'unità A, con valori dell'angolo d'attrito superiori ai 30° e stato di addensamento da sciolto (in corrispondenza dei livelli sabbiosi) a medio.

UNITA' B

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa (Dr = %)	Modulo Elastico (E=Mpa)	Modulo di Taglio (G= Mpa)	Modulo di Winkler (K = Kg/cm ³)
2.5 - 4.5	33° - 36°	20% - 70%	20-40	60-130	1.0-8.0

Unità C (4.0, 4.5 – 6 m p.c.): in profondità la dimensione della ghiaia costituente i terreni tende ad aumentare, ma in generale tende ad aumentare anche la caratteristica di variabilità dei terreni indagati. Anche in quest'unità infatti è frequente la presenza di lenti sabbiose con caratteristiche geotecniche localmente più scarse, soprattutto relativamente all'angolo d'attrito efficace. Come si vedrà in seguito tale caratteristica di variabilità, localizzata a profondità comprese tra i 4.0 ed i 6.0 m p.c, è presente anche nell' unità C relativa ai terreni indagati in sponda sinistra idrografica. Aumenta comunque lo stato di addensamento che conferisce a tale unità buone caratteristiche geotecniche. Quest'unità è sede della falda freatica.

UNITA' C

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa (Dr = %)	Modulo Elastico (E=Mpa)	Modulo di Taglio (G= Mpa)	Modulo di Winkler (K = Kg/cm ³)
4.5 – 6.0	32° - 35°	55% - 90%	25-35	80-130	2.0-5.0

Sponda sinistra idrografica

I terreni costituenti questa sponda del torrente, possiedono proprietà geotecniche leggermente migliori (i risultati migliori sono quelli restituiti dalle prove DPSH 8 e DPSH

11), soprattutto in corrispondenza dell'unità B, immediatamente sotto i terreni interessati dalla posa diretta delle opere di fondazione. I primi metri, analogamente a quanto visto in precedenza sono costituiti prevalentemente da sabbie in alternanza a sabbie ghiaiose. Da quanto osservato direttamente in corrispondenza degli scavi realizzati per il prelievo dei campioni rimaneggiati e per le prove di permeabilità, le sabbie sono in prevalenza medio-grossolane, omogenee e solo localmente debolmente limose. L'unità B, costituita da ghiaie sabbiose, possiede buone caratteristiche con valori di addensamento medio-alti alti e angolo d'attrito sino a 40°(DPSH2)

I terreni sono stati divisi in tre unità (non comprensive dei terreni di riporto, che generalmente si esauriscono entro il primo mezzo metro di profondità) con le seguenti caratteristiche indicative (più avanti riassunte in tabella), che non possono essere applicate alla verticale d'indagine indicata come DPSH 11, vista l'estrema variabilità che caratterizza il log stratigrafico inerente alla prova:

Unità A (0.5 – 2.0-2.5 m p.c.): terreni in prevalenza fini costituiti da sabbie medie, solo localmente limose grigio-nocciola (generalmente sino a 1.5 m p.c.) e da sabbie da debolmente ghiaiose a ghiaiose, generalmente sciolte o poco addensate, con valori dell'angolo d'attrito inferiori ai 30°. I livelli ghiaiosi localmente presenti di spessore centimetrico sono costituiti in prevalenza da ghiaia medio-fine.

UNITA' A

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa (Dr = %)	Modulo Elastico (E=Mpa)	Modulo di Taglio (G= Mpa)	Modulo di Winkler (K = Kg/cm ³)
0.5 – 2.5	23° - 30°	20% - 50%	15-35	30-100	1.0-3.0

Unità B (2.0, 2.5 - 4.0, 4.5 m p.c.): si tratta di terreni costituiti da ghiaie sabbiose, con buone caratteristiche geotecniche; anche in corrispondenza di questa unità si possono avere livelli prevalentemente sabbiosi, ma meno frequenti rispetto ai terreni della sponda destra idrografica. Le ghiaie sono generalmente eterometriche con locale presenza di ciottoli, (diam max 15 cm), la matrice sabbiosa è in prevalenza medio-grossolana. Verso la base di quest'unità (a profondità comprese tra 3.0 e 4.0 m p.c., ha sede la falda freatica, che è leggermente meno profonda in corrispondenza della sponda sinistra e relativamente ai punti di monitoraggio. I terreni appartenenti a quest'unità possiedono caratteristiche geotecniche migliori rispetto all'unità A, con valori dell'angolo d'attrito superiori ai 30° e stato di addensamento medio-buono.

UNITA' B

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa (Dr = %)	Modulo Elastico (E=Mpa)	Modulo di Taglio (G= Mpa)	Modulo di Winkler (K = Kg/cm ³)
2.5 - 4.5	33° - 40°	50% - 65%	20-40	40-100	1.0-4.0

Unità C (4.0, 4.5 – 6 m p.c.): come già visto per l'unità C in sponda destra idrografica, a queste profondità d'indagine si manifesta ancora la caratteristica di variabilità dei depositi. Si tratta infatti di ghiaie e sabbie in alternanza con intercalazioni sabbiose frequenti che contribuiscono al peggioramento delle proprietà geotecniche dei terreni indagati. In profondità le dimensioni della ghiaia costituente i terreni tende ad aumentare, ma in generale tende ad aumentare la caratteristica di variabilità dei terreni indagati. Migliorano le caratteristiche relative allo stato di addensamento. Quest'unità è sede della falda freatica.

UNITA' C

Prof. m p.c.	Angolo d'attrito efficace ($\phi = ^\circ$)	Densità relativa ($D_r = \%$)	Modulo Elastico ($E = \text{Mpa}$)	Modulo di Taglio ($G = \text{Mpa}$)	Modulo di Winkler ($K = \text{Kg/cm}^3$)
4.5 – 6.0	34° - 45°	60% - 90%	25-70	80-150	2.0-10.0

7.5 Risultati analisi granulometriche

I campioni sono stati prelevati a profondità comprese tra 1.5 – 2.0 m p.c., in corrispondenza dei terreni più idonei all'appoggio diretto delle opere arginali.

Come già anticipato i terreni sono costituiti da miscele di ghiaia e sabbia in proporzioni variabili e comprese in un range di 69% - 42% per le ghiaie e 52% - 29% per le sabbie., quindi tendono a prevalere le frazioni grossolane su quelle fini. Nell'esecuzione del campionamento non si sono prelevati i ciottoli e le ghiaie grossolane, poiché avrebbero alterato i risultati della setacciatura, espressi in percentuale volumetrica. Tale frazione (superiore ai 30 mm) è stata comunque valutata attraverso una descrizione speditiva riportata in tavola 10. Per quanto riguarda la componente fine dei depositi, questa è stata valutata come sommatoria della percentuale di limo e di argilla ed ha raggiunto percentuali massime del 16% in corrispondenza dello scavo TR 1, mentre negli altri scavi la percentuale scende sino a valori massimi dell'ordine del 5%.

7.6 Risultati prove di permeabilità

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti dalle prove con l'infiltrometro ad anello. I terreni ad un metro, un metro e mezzo circa di profondità possiedono permeabilità media, con valori dell'ordine di $10^{-3} - 10^{-4}$ cm/s. I terreni risultano

meno permeabili in corrispondenza delle prove realizzate in sponda destra idrografica, per la presenza di sabbie limose e più permeabili in corrispondenza della sponda sinistra, dal momento che le prove sono state realizzate in prossimità dell'alveo ed i terreni risultano costituiti da sabbie medio-fini pulite o sabbie limose e debolmente ghiaiose.

Il coefficiente di permeabilità è stato ricavato mediante applicazione della formula della US NAVY BUREAU OF YARDS AND DOCKS(1972).

I terreni, ad un esame in fase di scavo sono risultati uniformi, ragione per cui il coefficiente di correzione applicato indicato come F (funzione del coefficiente di uniformità dei terreni e delle condizioni geometriche con le quali viene realizzata la prova) ha tenuto conto solo delle condizioni geometriche della prova.

N° prova infiltrometrica	Coefficiente di permeabilità ricavato
Perm 1	$2.133 \cdot 10^{-4}$
Perm 2	$5.295 \cdot 10^{-4}$
Perm 3	$1.591 \cdot 10^{-3}$
Perm 4	$2.38 \cdot 10^{-3}$

8. CONCLUSIONI E INDICAZIONI PROGETTUALI

Gli studi condotti ed i risultati delle indagini eseguite hanno portato alla formulazione delle seguenti considerazioni:

- i terreni oggetto di indagine sono terreni di origine alluvionale, con caratteristiche quindi di estrema variabilità verticale e laterale. In particolare, i terreni interessati dalle opere di fondazione (da 1.0 a 1.5 m p.c.) risultano a prevalente granulometria sabbiosa con caratteristiche geotecniche medio-scarse e pertanto localmente non idonei al posizionamento diretto delle strutture in progetto e all'applicazione di carichi dell'ordine di 1 kg/cmq. Approfondendo il piano di posa della fondazione (sino ad almeno un metro e mezzo di profondità) si intercettano terreni dotati di caratteristiche migliori idonei all'applicazione dei carichi di progetto con cedimenti limitati (cfr. paragrafo 8.3);

- dalle analisi di laboratorio condotte sui campioni rimaneggiati si sono ricavate le curve granulometriche caratteristiche di terreni a prevalente composizione ghiaioso-sabbiosa in alternanza, debolmente limoso-argillosa;
- la falda freatica, solo localmente mostrante deboli caratteristiche di falda risaliente, è localizzata, nell'area indagata, ad una profondità compresa tra i 3.0 m p.c. (falda debolmente risaliente, in corrispondenza di terreni fini) ed i 4.5 m p.c., con oscillazioni stagionali massime dell'ordine di un metro da p.c.;
- come valori di permeabilità possono essere assunti valori indicativi di $10^{-5} - 10^{-6}$ m/s relativamente all'unità A e $10^{-4} - 10^{-5}$ m/s in corrispondenza dell'unità B e C sede della falda acquifera e più permeabile che possiede spessori dell'ordine di 15 – 20 metri;
- le aree su cui insisteranno gli argini di nuova realizzazione non presentano controindicazioni particolari: trattasi infatti di aree attualmente occupate da strade vicinali o campi coltivati, generalmente pianeggianti. La presenza di alcuni fossi irrigui e di opere idrauliche di sbarramento, potrebbe interferire con l'argine in progetto, in particolare in corrispondenza della sponda destra idrografica;
- la profondità delle opere in progetto, prevista a circa un metro da p.c., consente l'applicazione di carichi (in relazione ai cedimenti ammissibili) dell'ordine di 0.5 kg/cmq, senza ulteriori opere di consolidamento dei terreni. Approfondendo la quota d'imposta a 1.5 – 2.0 m p.c. le portate, sempre in relazione ai carichi tollerabili, sono dell'ordine di 1 kg/cmq. In alternativa è possibile ricorrere a tecniche di miglioramento dello stato di addensamento dei terreni, attraverso operazioni di costipamento del piano di posa dell'argine. Occorrerà comunque valutare, in sede di realizzazione degli scavi, la presenza dei terreni costituenti l'unità A e provvedere alla loro rimozione e/o al miglioramento dello stato di addensamento;
- lungo tutte le verticali d'indagine si è riscontrata sino ad almeno due metri di profondità, la presenza di tale unità, che nel caso delle aree ove sono state eseguite le prove DPSH 1, 9 5 (in quest'ultima sono presenti terreni di riporto sino a 2.5 m p.c. che andranno completamente rimossi), dovrà essere completamente rimossa e sostituita sino a

profondità massime indicative di 1.0 m – 1.5 m p.c., in quanto potenzialmente suscettibile di risalite capillari e di cedimenti non ammissibili in seguito alle applicazioni dei carichi.

- per aumentare lo stato di addensamento del terreno e di conseguenza ridurre i cedimenti, si possono utilizzare dei metodi di costipamento con attrezzatura vibrante (vibroflottazione) che, considerati i terreni presenti (sabbie e sabbie ghiaiose con $D_r < 50\%-60\%$), garantisce buoni risultati.

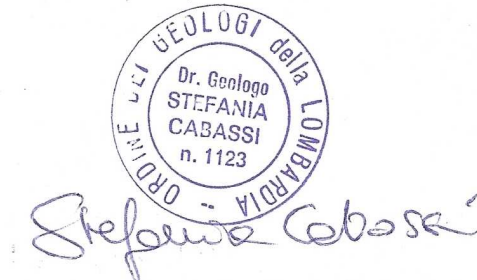
In alternativa a questa scelta progettuale, l'opera potrà essere realizzata mediante impiego di geotessile da posizionarsi lungo l'area di scavo e di contatto tra il fondo scavo ed il rilevato. Il geotessile, se posizionato in modo tale che avvolga completamente il terrapieno, garantisce l'isolamento dall'acqua e preserva dall'erosione l'opera stessa, se invece posizionato in fondo allo scavo ha funzione di rinforzo e di una più omogenea e ampia distribuzione dei carichi. In fondo allo scavo al contatto tra terreno in posto e terreno di riporto si può prevedere di aggiungere uno strato di sabbia ("coltre di sabbia") per accelerare il processo di drenaggio.

Per quanto riguarda la realizzazione del rilevato, generalmente si utilizzano terre omogenee del tipo A2 – A4 (normativa CNR – UNI 10006), con elevato peso specifico, per contenere i fenomeni di filtrazione, assicurare stabilità al pendio ed impedire fenomeni di sifonamento ed impaludamento. I materiali che andranno a costituire l'ossatura dell'argine potranno essere reperiti presso cave di prestito ubicate nella zona.

I fianchi dovranno essere ricoperti da zolle erbose e da canalette di raccolta e scolo delle acque di precipitazione.



Dott. Geol. Luca Albertelli



Dott. Geol. Stefania Cabassi