



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

Facoltà di Ingegneria

Corso di Dottorato in Ingegneria Civile, Ambientale, Edile e Architettura

Curriculum in Ingegneria Civile, Ambientale, Edile e Architettura

ASPETTI GEOTECNICI CONNESSI CON LA GESTIONE DEI SEDIMENTI MARINI DRAGATI

Tutor:

Prof. Erio Pasqualini

Dottorando:

Mirko Felici

Co-Tutor:

Prof.ssa Evelina Fratalocchi

Sommario

Il dragaggio dei sedimenti marini è un tema di carattere multidisciplinare di interesse ambientale in quanto coinvolge grandi quantità di materiale che, talvolta, possono presentare un elevato grado di contaminazione. Alla luce dei recenti sviluppi normativi, in funzione del materiale da asportare, è necessario selezionare le tecnologie di dragaggio in grado di garantire il minimo rischio di contaminazione degli ambienti circostanti durante tutte le fasi del processo di rimozione, trasporto e ricollocamento del materiale. Nel presente elaborato, tali problematiche sono state approfondite nell'ambito del riempimento di una vasca di colmata con sedimenti marini dragati, la quale costituirà l'ampliamento dell'attuale piazzale per lo stoccaggio dei container nel Porto di Ancona. Date le scadenti caratteristiche meccaniche dei sedimenti dopo il loro conferimento, sono stati previsti interventi di consolidamento per rendere l'area adatta alla destinazione d'uso prevista. L'intervento consisterà nell'installazione di un sistema di dreni prefabbricati verticali e nella successiva applicazione di un precarico mediante un rilevato di terreno. Allo scopo di progettare l'intervento di consolidamento è stata eseguita una sperimentazione di laboratorio sui materiali attualmente già conferiti all'interno della vasca. In particolare, sono state eseguite prove di sedimentazione e di compressione edometrica su campioni ricostituiti di sedimenti dai risultati delle quali sono state determinate le leggi di variazione della compressibilità ($e-\sigma'$) e della permeabilità ($e-k$) in funzione dello stato di addensamento, durante i processi di consolidazione. Le leggi di compressibilità determinate sono risultate in accordo con quanto riportato nella letteratura di settore. La legge $k-e$ è stata validata con prove di permeabilità diretta in consolidometro; i risultati osservati sono sovrapponibili a quelli ottenuti con le prove edometriche per indici dei vuoti compresi fra 1,0 e 1,6.

Abstract

Dredging of marine sediment is an issue of environmental interest because of the large volume of materials involved, that often resulting with high level of contamination. With respect to recent regulatory developments, the dredging technologies has to be chosen in order to minimise contamination risks for surrounding areas during dredging, transport and replacement of sediments. In the dissertation these matters have been developed as part of a filling work of a confined disposal facility (CDF) built at the port of Ancona to dispose both uncontaminated and contaminated dredged sediments from nearby ports. The land reclamation will be used mainly as a storage area. Since dredged sediments have typically very high void ratios after disposal and sedimentation, their consolidation is essential in order to achieve proper mechanical characteristics. The CDF has been designed to be divided in sectors for progressively filling. Thereafter prefabricated vertical drains will be installed and the sediments will be preloaded by embankments. In the meantime, analysis of sedimentation and consolidation processes have been planned and investigated by laboratory testing to be analysed by the Gibson large strain consolidation theory. Determination of $e-\sigma'$ and $e-k$ laws is necessary to solve the Gibson equation and to correctly evaluate the consolidation phenomena. Results from oedometer and sedimentation tests have been used to determine the compressibility curve ($e-\sigma'$) at low and medium stress levels and modelled according to the correlation by Liu and Znidarcic (1991). The resulting law is consistent with literature. Hydraulic conductivity, k , was calculated from oedometer test results and the correlation by Krizek and Somogyi (1984) was used for $e-k$ law determination. Hydraulic conductivity was also measured at several void ratio with consolidometer tests for comparison. The preliminary results show a good agreement for void ratios in range of 1,0 – 1,6.

Indice

Introduzione.....	1
I Capitolo: Il dragaggio dei sedimenti marini	5
1.1 Le ragioni del dragaggio.....	5
1.2 Il progetto di dragaggio nei siti ordinari (non S.I.N.)	10
1.3 Il Decreto Ministeriale n. 173 del 2016	11
1.3.1 Inquadramento dell'area di escavo	12
1.3.2 La Caratterizzazione ambientale	15
1.3.3 Le possibili opzioni di gestione dei sedimenti dragati	22
1.3.4 Indicazioni tecniche per la gestione dei materiali	23
1.3.5 Le fasi operative del dragaggio.....	26
1.3.6 Le tecnologie di dragaggio di tipo tradizionale	28
1.4 Il progetto di dragaggio in Siti di Bonifica di Interesse Nazionale (S.I.N.)	50
1.4.1 Il progetto di dragaggio e la caratterizzazione delle aree da dragare	51
1.4.2 Opzioni di gestione secondo la Legge n. 84 del 1994.....	53
1.4.3 Dragaggi Ambientali	54
1.4.4 Trasporto del materiale dragato	69
1.4.5 Collocazione del materiale dragato.....	71
1.4.6 Misure di mitigazione	72
1.4.7 Misure di controllo	74
II Capitolo: Esempio di gestione dei sedimenti marini.....	83
2.1 Un esempio di gestione integrata: L'Accordo di Programma della Regione Marche	84
III Capitolo: Le vasche di colmata.....	89
3.1 Esempi di riempimenti a mare	90
3.1.1 Kansai, aeroporto internazionale di Osaka.....	90
3.1.2 Singapore: aeroporto di Changi e sviluppo territoriale.....	93
3.1.3 Principato di Monaco, Montecarlo: Quartiere di Fontvieille	94
3.1.4 Piano di espansione portuale di Ancona: la darsena commerciale.....	96

3.1.5	Piano di espansione portuale di Ancona: studio di fattibilità del nuovo approdo per le navi da crociera	96
3.1.6	Piano strategico di Ancona: realizzazione di un riempimento a mare per il lo sviluppo infrastrutturale e strategico della città, lungomare di Torrette.....	98
3.2	Progetto e fasi realizzative della vasca di colmata di Ancona	99
3.2.1	Trattamento di impermeabilizzazione del giunto	101
3.2.2	Sistema di verifica della continuità del palancoato	105
3.2.3	Protezione dalla corrosione.....	108
3.3	Monitoraggio della tenuta idraulica della vasca	110
3.3.1	Analisi dei dati	112
IV Capitolo:	Aspetti connessi con il riempimento di vasche di colmata e con il consolidamento dei sedimenti conferiti	116
4.1	Modalità di trasporto e di conferimento del materiale in vasca di colmata.....	117
4.1.1	Trasporto idraulico tramite condotta.....	117
4.1.2	Trasporto su draga semovente.....	118
4.1.3	Trasporto tramite chiatta	120
4.1.4	Trasporto tramite strada	121
4.2	Tecniche di consolidamento adottabili	121
4.2.1	Tecnica del precarico.....	124
4.3	Caso studio: il riempimento della vasca di colmata di Ancona ed il consolidamento dei materiali ivi conferiti.....	129
4.3.1	La realizzazione della barriera	133
V Capitolo:	Studio del comportamento dei materiali conferiti in vasca di colmata	138
5.1	La fase di sedimentazione e di consolidazione per peso proprio.....	140
5.2	La consolidazione.....	146
5.2.1	La teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi.....	148
5.2.2	Considerazioni sulla validità della teoria per il problema in esame	154
5.2.3	La teoria della consolidazione monodimensionale in grandi deformazioni.....	155

5.2.4	Sedimentazione e consolidazione: una teoria unificata.....	159
5.3	Caratterizzazione in laboratorio del materiale “Fincantieri”	161
5.3.1	Determinazione peso di volume dei solidi	161
5.3.2	Determinazione contenuto d’acqua.....	163
5.3.3	Classificazione granulometrica	163
5.3.4	Determinazione dei limiti di Atterberg.....	166
5.3.5	Determinazione della frazione organica.....	169
5.4	Sperimentazione di laboratorio sui sedimenti dragati dalla banchina “Fincantieri”	170
5.4.1	Prove di sedimentazione in colonna.....	172
5.4.2	Prove di consolidazione edometrica	178
5.5	Determinazione delle leggi ($\sigma'-e$) e ($k-e$)	208
5.6	Validazione della legge di permeabilità ($k-e$)	216
5.7	Considerazioni conclusive sui risultati ottenuti.....	220
	Conclusioni.....	223
	Bibliografia	227
	Indice delle figure.....	231
	Indice delle tabelle.....	238
	Appendice A	
	Appendice B	

Introduzione

Il presente lavoro di tesi ha come oggetto il tema del dragaggio e gli aspetti geotecnici connessi con la gestione dei sedimenti marini dopo la loro rimozione. Tali tematiche sono di grande attualità nell'ambito dell'ingegneria ambientale e, per alcuni aspetti, dell'ingegneria geotecnica.

La necessità del dragaggio dei sedimenti nasce fin dall'antichità ed è connessa con la costruzione e la manutenzione dei bacini portuali. La principale causa che rende necessaria l'attività di dragaggio è l'accumulo dei sedimenti marini lungo la fascia costiera e nelle immediate vicinanze dei porti. Il fenomeno di accumulo è legato al trasporto dei sedimenti da parte delle correnti marine e al loro deposito nelle zone dove queste diminuiscono la velocità, facendo depositare le particelle trasportate.

L'interrimento dei fondali, riducendo le condizioni di navigabilità dei porti, può produrre ripercussioni economiche sulle attività portuali e sull'indotto economico. Le operazioni di dragaggio perciò sono indispensabili per salvaguardare le attività commerciali e turistiche dei porti. Il fenomeno dell'interrimento, interessando gran parte dei bacini portuali nazionali ed internazionali, porta all'accumulo di ingenti quantitativi di materiale sul fondale che deve essere rimosso con costanti attività di manutenzione.

Gli interessi economici legati all'aumento del traffico commerciale marittimo, pongono l'esigenza di ampliare le attuali strutture portuali e di realizzare nuove infrastrutture. In questo ambito, i lavori di dragaggio sono necessari per: realizzare fondali profondi per l'ormeggio delle imbarcazioni; creare fondazioni di moli e banchine, dighe frangiflutti e strutture di protezione della costa; posare infrastrutture sottomarine.

A causa della elevata attività industriale sviluppatasi negli anni, in vicinanza dei corpi idrici, le operazioni di dragaggio, applicate in passato solo al fine di mantenere la funzionalità dei porti, hanno recentemente assunto la connotazione aggiuntiva di interventi di risanamento ambientale, a causa del livello di contaminazione dei sedimenti marini, atti a ristabilire gli standard di qualità dell'ambiente acquatico. In questi casi, le operazioni di escavo e gestione dei sedimenti devono essere progettate ed eseguite in modo da evitare rischi di contaminazione per l'ambiente circostante. L'attenzione a tali problematiche deve essere massima in particolare quando si opera all'interno di Siti di bonifica di Interesse Nazionale (SIN), per i quali sono previsti riferimenti normativi specifici e maggiormente restrittivi.

Nel presente elaborato si approfondiscono principalmente gli aspetti connessi con il progetto di dragaggio e con la successiva ricollocazione dei sedimenti che, per la gestione del territorio e degli ambienti marino costiero, costituiscono una tematica di sicuro interesse ingegneristico ed ambientale.

Una possibile soluzione di gestione consiste nello sversamento in mare aperto del materiale dragato. Tale soluzione risulta di facile applicazione (con conseguenti notevoli vantaggi economici) e, fino a molti anni fa, era anche considerata valida dal punto di vista ambientale, poiché si riteneva che l'effetto di diluizione

potesse minimizzare qualsiasi potenziale impatto negativo nell'ecosistema marino. Tuttavia, successivamente, è stato osservato che, nel caso di una alta concentrazione delle sostanze inquinanti nei sedimenti sversati, l'effetto diluizione non è sufficiente ad assicurare che non siano arrecati danni agli ecosistemi presenti in prossimità delle aree di scarico. A tal proposito, a partire dagli anni '60, la gestione dei sedimenti marini è stata oggetto di numerosi dibattiti da parte della comunità internazionale con la conseguente stesura di accordi internazionali per la regolazione delle attività di scarico in mare (dumping), in funzione delle sostanze inquinanti presenti nel materiale dragato.

La normativa italiana recepisce i principi espressi nelle convenzioni internazionali, infatti, già nell'articolo 35 del Decreto Legislativo n. 152/1999 (D.Lgs. n.152/1999), successivamente abrogato e sostituito dal D. Lgs. n.152/2006, sono riportate le condizioni necessarie per ottenere l'autorizzazione per l'immersione in mare dei materiali dragati, permettendone la pratica "solo quando è dimostrata, nell'ambito dell'istruttoria, l'impossibilità tecnica o economica del loro utilizzo ai fini di ripascimento o di recupero ovvero lo smaltimento alternativo".

Recentemente è stato approvato il Decreto del Ministero dell'Ambiente 15 luglio 2016, n. 173 "Regolamento recante modalità e criteri tecnici per l'autorizzazione all'immersione in mare dei materiali di escavo di fondali marini", che individua le modalità per il rilascio dell'autorizzazione per l'immersione in mare e la gestione dei sedimenti dragati. In allegato al decreto (in attuazione dell'art. 109, D.lgs. n. 152/2006), inoltre, è stato ridefinito il sistema di caratterizzazione dei sedimenti dragati, proponendo un metodo che mostra un evidente passo in avanti rispetto alle precedenti linee guida ICRAM-APAT (2007); inoltre, nel decreto sono indicate anche le possibili opzioni di gestione in funzione dei risultati della caratterizzazione. Con riferimento alle prescrizioni di legge, nel presente lavoro si vuole porre l'attenzione sull'importanza della gestione di quelle classi di qualità di sedimenti che risultano non pericolosi all'origine ma per i quali non è possibile il riutilizzo per scopi di ripascimento degli arenili o a terra in ambienti non conterminati, poiché, presentano un alto livello di contaminazione e costituiscono, quindi, un rischio nei confronti della salute umana e/o dell'ambiente.

Per questa categoria di materiali la norma prevede, come possibile opzione di gestione, il confinamento in bacini conterminati impermeabili, vasche di colmata, grandi casse costruite in prossimità dei porti, per contenere il sedimento e isolarlo dalle acque marine.

Uno dei requisiti fondamentali che una vasca di colmata deve possedere riguarda la permeabilità delle superfici laterali e di fondo. A tal proposito la norma recita: "[...] Le vasche di colmata devono presentare un sistema di impermeabilizzazione naturale o completato artificialmente al perimetro e sul fondo [...] pari a uno strato di materiale naturale dello spessore di cento centimetri con coefficiente di permeabilità pari a $1,0 \times 10^{-9}$ m/s [...]".

Per assicurare tale requisito, la costruzione della vasca risulta particolarmente complessa e di grande interesse per l'ingegneria civile. La finalità della vasca di colmata è comunque duplice, in quanto se da un lato essa costituisce una valida soluzione per il ricollocamento dei sedimenti, dall'altro, una volta riempita, essa costituisce un possibile ampliamento delle aree portuali. È chiaro che, in città costiere che presentano delle strutture portuali commerciali, una oculata programmazione dell'espansione delle banchine e/o della città stessa, permette di coordinare al meglio la gestione dei sedimenti di risulta delle inevitabili attività di dragaggio di manutenzione.

Nel mondo possono essere citati diversi esempi virtuosi di programmazione dell'espansione di porti e di aree metropolitane realizzate mediante riempimenti a mare (*land reclamation*) per i quali i sedimenti dragati e altri materiali di risulta sono diventati un'importante risorsa, dal punto di vista economico, da utilizzare nell'ambito del riempimento; anche nella realtà di Ancona esistono pregevoli esempi di programmazione dell'espansione portuale connessi con la gestione dei sedimenti dragati nei porti della Regione Marche, che hanno recentemente portato alla costruzione di un bacino conterminato impermeabile.

Dal punto di vista geotecnico, lo studio degli aspetti relativi alle fasi di riempimento della vasca e del successivo consolidamento dei materiali ivi conferiti, costituisce un tema di grande interesse. Nell'ambito del Corso di Dottorato il candidato ha avuto la possibilità di approfondire questi argomenti partecipando, con il gruppo di ricerca coordinato dal Prof. Pasqualini, al progetto di completamento della vasca di colmata presente nel Porto di Ancona. In particolare, sono stati affrontati gli aspetti connessi con il riempimento progressivo della vasca con i sedimenti dragati e quelli relativi al progetto di consolidamento degli stessi dopo la loro immissione.

I sedimenti che vi saranno conferiti, sono il risultato di diverse operazioni di dragaggio dei principali porti della regione Marche che avverranno differiti nel tempo e con diverse modalità. Per tale ragione, è prevista la divisione della vasca in settori da riempire progressivamente. Le scarse caratteristiche meccaniche e l'alta compressibilità dei sedimenti conferiti renderebbero incompatibile l'utilizzo degli stessi con la destinazione d'uso finale; risulta pertanto necessario pianificare un progetto di consolidamento dei sedimenti conferiti prima dell'utilizzo della vasca.

Nel caso specifico per il futuro consolidamento dei sedimenti si ricorrerà a un sistema di dreni prefabbricati verticali da installare dopo il completamento del riempimento di un settore e, successivamente, si applicherà un precarico mediante un rilevato di terreno.

Il progetto dell'intervento di consolidamento non può prescindere da una accurata conoscenza dei sedimenti che vi si andranno a conferire. Nel caso in esame, come è tipico per le classi di sedimento maggiormente contaminate, i materiali presentano una matrice composta principalmente da particelle fini. Per tali materiali, lo studio del comportamento durante le fasi di sedimentazione e di consolidazione sotto il

proprio peso e di consolidazione sotto l'applicazione di sovraccarichi è di particolare importanza ed interesse per la corretta valutazione del loro comportamento in fase di consolidamento.

I sedimenti a matrice fine, sottoposti a consolidamento, sono soggetti a deformazioni che possono essere molto elevate. Per tale ragione, il processo di consolidazione non può essere studiato con la teoria della consolidazione monodimensionale in piccoli spostamenti (Terzaghi 1925), ma deve essere modellato con la teoria della consolidazione monodimensionale in grandi deformazioni (Gibson, England and Hussey, 1967; Gibson, Schiffman and Cargill, 1981) che tiene in considerazione la variazione delle caratteristiche di compressibilità e di permeabilità.

Per tale ragione, nel laboratorio del dipartimento SIMAU è in corso uno studio volto a determinare una procedura di caratterizzazione da eseguire su tutti i lotti di materiale da conferire all'interno della vasca. Lo scopo è quello di determinare le leggi di variazione delle caratteristiche di compressibilità ($e-\sigma'$) e di permeabilità ($e-k$) a partire dai risultati di prove di sedimentazione e di prove di compressione edometrica a step di carico costanti, eseguite anche a bassi livelli tensionali. Trattandosi di materiali con caratteristiche granulometriche e fisiche molto variabili, e dovendo riprodurre i fenomeni di sito conseguenti alle operazioni di riempimento della vasca, si è operato su campioni ricostituiti a partire dal materiale prelevato da diversi cumuli di sedimento dragato. Le varie prove sono state ripetute più volte per considerare un campo di variabilità di risultati più rappresentativo possibile. Per verificare le relazioni ottenute dai risultati delle prove edometriche, la relazione $e-k$ è stata inoltre determinata a partire da misure dirette del coefficiente di permeabilità k eseguite in consolidometro (permeometro a pareti rigide).

Le leggi determinate potranno essere successivamente utilizzate per la costruzione di un modello numerico di consolidazione. Nella fase successiva dello studio è prevista la realizzazione di un campo prova strumentato per verificare i dati di laboratorio e valutare l'influenza dell'effetto scala mediante back analysis. Successivamente, sarà calibrato un modello, che consideri le reali procedure di sito, per la progettazione dei successivi settori della vasca.

Parallelamente, nell'ambito dell'attività di Dottorato, il candidato ha avuto la possibilità di partecipare, insieme al gruppo di lavoro del Prof. Pasqualini, al progetto preliminare di risanamento ambientale di un sito di bonifica di interesse nazionale (S.I.N.), situato nell'Italia Meridionale.

L'area in esame presenta alti livelli di contaminazione da varie tipologie di inquinanti nelle diverse matrici ambientali, compresi i sedimenti marini, risultato di un'attività industriale importante e di altri fattori che hanno contribuito allo stato di inquinamento. La bonifica di quest'area è di particolare importanza in quanto si trova in prossimità di zone urbane della città.

Non è stato possibile esporre i dettagli di tale progetto per ragioni di riservatezza.

I Capitolo:

Il dragaggio dei sedimenti marini

L'escavo dei fondali marini è un'attività praticata fin dall'antichità dall'uomo per la realizzazione di porti, darsene e canali, indispensabili per la gestione dei trasporti commerciali. Tali opere, nella maggioranza dei casi, sono collocate in corrispondenza di corsi d'acqua o di ampie baie soggette al trasporto solido di fondo, sia da terra che da mare, che ne provocano una tendenza all'interrimento e/o insabbiamento. Il venir meno delle condizioni di navigabilità dei bacini ha ripercussioni economiche notevoli sulle attività portuali, il che rende il dragaggio un'operazione necessaria alla manutenzione dei porti.

Ad oggi però il dragaggio, non può essere considerato solo una operazione finalizzata alla salvaguardia degli interessi commerciali e turistici, ma, con la crescente attività industriali sviluppatasi nelle vicinanze delle risorse idriche fluviali e marine, è sempre più utilizzato per il risanamento e la bonifica di aree contaminate. Infatti, i sedimenti rimossi dalle aree portuali possono presentare concentrazioni di sostanze contaminanti organiche e inorganiche li rendono un rischio per l'ambiente e ne condizionano la ricollocazione e/o lo smaltimento.

Quella che, fino a qualche anno fa, era una semplice attività di escavo e di sversamento in mare aperto del materiale di risulta, ad oggi è invece un'attività molto specializzata dell'ingegneria che coinvolge molte competenze diverse, dall'ingegneria alla biologia e alla chimica, e che ha importanti risvolti ambientali ed economici.

Il progetto di dragaggio consiste delle seguenti fasi operative: la caratterizzazione del materiale da asportare, le operazioni di escavo ed il ricollocamento del materiale.

Nel presente capitolo sono espone le motivazioni per cui tali attività sono necessarie, il quadro normativo di riferimento, le fasi della progettazione, in funzione dell'area in cui si opera, con riferimento alla caratterizzazione, alle tecnologie applicabili e alle opzioni di gestione possibili del materiale asportato.

1.1 Le ragioni del dragaggio

Il dragaggio, in primo luogo, viene eseguito per salvaguardare o incrementare le attività commerciali e/o turistiche dei bacini portuali o per reperire materiale da utilizzare per i ripascimenti costieri. Inoltre, a causa della frequente contaminazione di natura organica ed inorganica dei materiali dragati, ha recentemente assunto la connotazione aggiuntiva di intervento di risanamento ambientale per garantire il mantenimento di adeguati standard di qualità dell'ambiente acquatico. Altre motivazioni meno comuni sono, ad esempio, quella di reperire minerali e metalli.

Possiamo quindi distinguere due principali categorie e una terza per gli usi meno comuni:

- dragaggio di manutenzione;
- dragaggio di risanamento o di bonifica;
- altri tipi di dragaggio.

Dragaggio di manutenzione

Molti dei bacini portuali italiani sono interessati da fenomeni d'interrimento, cioè da accumulo di materiale a discapito dell'approfondimento del fondale. Questo fenomeno è dovuto dall'azione contemporanea delle correnti di marea, che influiscono sul trasporto solido lungo-costa, e del moto ondoso in prossimità dei litorali, il quale mette in sospensione le particelle di sedimento depositate sul fondale trascinandole all'interno di specchi acquei protetti. Ne consegue un innalzamento del fondale, soprattutto nelle zone a basso flusso di circolazione delle correnti come nel caso delle imboccature dei bacini portuali. Di conseguenza, progressivamente, vengono meno le condizioni di profondità necessarie per la navigazione e l'ormeggio di navi di grandi dimensioni all'interno del porto; ciò influenza negativamente la produttività del porto e si ripercuote economicamente sulle attività di sviluppo e sull'indotto.

Le quantità di materiale da dragare sono molto elevate, di seguito si riporta un documento in cui sono sinteticamente riportati, aggiornati al 2015, i volumi di materiali da dragare nei principali porti italiani: il fabbisogno ammonta a un totale di circa 63 milioni di m³ (Figura 1).

Autorità portuali	Fabbisogno di dragaggio (m³)	Profondità attuale (m)	Profondità post-dragaggio (m)
Gioia Tauro		-18,0	-18,0
Genova	2.956.000	-15,0	-17,5
La Spezia	918.000	-14,0	-15,0
Livorno	1.860.000	-13,0	-16,0
Cagliari		-16,0	-18,0
Taranto	19.500.000	-14,0	-16,0
Napoli	4.713.000	-15,0	-16,5
Venezia	6.650.000	-9,8	-12,0
Trieste	3.650.000	-18,0	-18,0
Salerno	5.000.000	-13,0	-15,0
Ravenna	6.788.584	-11,5	-14,5
Savona-Vado	430.000	-18,5	-20,0
Ancona	2.890.000	-12,5	-14,0
Civitavecchia (Fiumic., Gaeta)	413.000	-15,0	-15,0
Palermo (Termini Imerese)	434.568	-5,0	-10,0
Catania	1.500.000	-8,0	-12,0
Bari	200.000	-12,5	-13,0
Marina di Carrara	140.000	-10,5	-10,5
Brindisi	1.350.000	-14,0	-14,0
Augusta	86.914	-16,0	-16,0
Piombino	4.150.000	-12,0	-15,0
Messina		-11,0	-11,0
Olbia - Golfo Aranci	104.350	-10,0	-10,0
TOTALI	63.734.256		

Figura 1: Fabbisogno di dragaggio dei principali porti italiani (Fonte: Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e Finanza, 2015).

Dragaggio di investimento

L'altro aspetto da considerare è che i porti italiani danno un grande contributo alla logistica e alla circolazione di merci a livello nazionale. In particolare, come riportato nella *Iniziativa di studio sulla portualità italiana* redatto dal Comitato Interministeriale della Programmazione Economica (CIPE, 2014), il trasporto di merci via acqua è in aumento rispetto alle altre modalità, come si vede in Tabella 1, e costituisce una parte considerevole rispetto al totale delle merci trasportate (nel 2011 è maggiore del 25%, come riportato in Figura 2).

Nello stesso documento è specificato, inoltre, che il traffico dei containers nei porti italiani, dal 1991 fino a prima della contrazione dell'attuale crisi, ha registrato un costante aumento; partendo dai poco più di 2 milioni di containers movimentati nel '91 a più di 7 milioni nel 2001, fino ad arrivare a 10 milioni in pochi anni.

Tabella 1: Traffico totale di merci per modalità di trasporto (Fonte: Iniziativa di studio sulla portualità italiana. Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e Finanza, 2015).

<i>Milioni di tonnellate-km</i>								
Modalità di trasporto	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012
Impianti fissi ^{(2) (3) (4)}	33.668	35.083	36.208	34.286	27.505	28.222	29.263	29.109
Su strada ⁽⁵⁾	155.872	140.928	137.296	136.952	130.847	134.261	114.736	102.368
Vie d'acqua ⁽⁶⁾	46.928	46.670	52.304	47.081	49.249	53.291	53.852	52.089
Navigazione aerea	982	1035	1108	999	864	1013	1026	991
Totale	237.450	223.716	226.916	219.318	208.465	216.787	198.877	184.557

La tendenza è confermata anche per quanto riguarda la realtà locale di Ancona che, come si può osservare in Figura 3, ha fatto registrare un incremento del numero di container movimentati di circa il 300% in dieci anni.

L'incremento del commercio via mare e quindi l'aumento del traffico dei containers porta all'utilizzo di navi portacontainer di dimensioni e, di conseguenza di pescaggi, sempre maggiori. Oltre quindi all'importanza di mantenere i porti navigabili per il commercio attuale, si aggiunge la necessità di approfondire ulteriormente il fondale per consentire al porto di mantenersi economicamente competitivo. Inoltre, parallelamente, è necessario costruire nuovi ampliamenti delle banchine e delle infrastrutture portuali per la movimentazione interna e lo stoccaggio dei container.

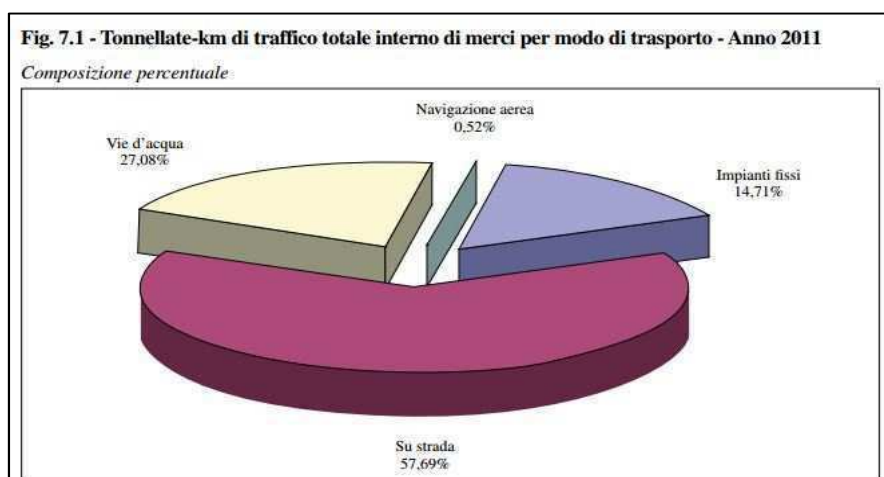


Figura 2: Analisi delle modalità di trasporto delle merci per l'anno 2011 (Fonte: Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e Finanza, 2015).

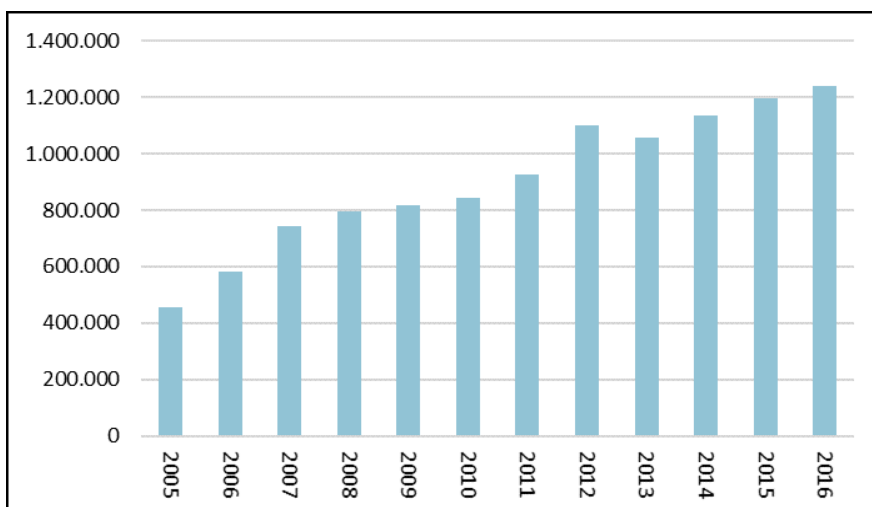


Figura 3: Numero di container movimentati nel Porto di Ancona in un anno (Fonte: Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e Finanza, 2015.)

Dragaggio di bonifica

Le operazioni di dragaggio dei porti, a causa degli alti livelli di contaminazione con cui gli inquinanti organici e inorganici sono presenti nei sedimenti, assumono sempre più la connotazione di interventi di risanamento ambientale. Tale condizione è sicuramente collegata all'aumento del traffico commerciale marittimo, ma, sicuramente, è riscontrabile in misura maggiore nelle aree marine in cui è perdurata nel tempo un'importante attività industriale.

In tali aree, sovente, vi è la contemporanea presenza di diverse tipologie di contaminanti con alti livelli di concentrazione, che rendono gli interventi di risanamento in situ difficilmente praticabili. In particolare, laddove vi siano situazioni che comportano dei rischi per la salute umana e/o per l'ambiente, che quindi richiedono una messa in sicurezza in tempi brevi, il dragaggio rimane l'opzione di intervento che offre le maggiori garanzie.

Particolare cura dovrà essere adoperata nella scelta della tecnologia da utilizzare, nelle opere di mitigazione e nell'installazione di monitoraggi per ridurre eventuali rischi insiti nell'operazione stessa. Recentemente sono state introdotte sul mercato nuove tecnologie in grado di garantire buone prestazioni dal punto di vista ambientale. Il D.M. 172 del 2016, che regola le operazioni di dragaggio all'interno dei Siti di bonifica di Interesse Nazionale (aree SIN), prescrive l'utilizzo di queste tecnologie definite "dragaggio ambientale". Il ricorso a tali misure di prevenzione è consigliabile in tutte le situazioni in cui sono presenti rischi specifici sul

sito di intervento legati alle caratteristiche chimico-fisiche dei sedimenti e/o alle destinazioni d'uso delle aree limitrofe.

1.2 Il progetto di dragaggio nei siti ordinari (non S.I.N.)

Nei siti ordinari, la necessità di dragare nasce solitamente da esigenze di manutenzione dei bacini esistenti o all'ampliamento delle strutture portuali all'interno degli stessi.

La realizzazione di tali interventi, viste le problematiche legate alla sostenibilità ambientale che tali temi implicano, sono state oggetto di numerosi dibattiti della comunità internazionale, iniziati già negli anni '50, che hanno portato alla stesura di Convenzioni e Accordi Internazionali.

Tra i vari documenti si ricorda il *London Dumping Convention* (Peet 1991), nel quale si è introdotto il divieto di scarico di materiali contenenti alcune tipologie di sostanze appartenenti a una "black list"; inoltre, nel caso nei sedimenti siano presenti altri tipi di sostanze individuate in una seconda lista di contaminanti (grey list) la convenzione prescrive la richiesta di autorizzazione allo scarico alle autorità internazionali e nazionali competenti.

Successivamente, la convenzione di Oslo e Parigi (Convention 1992), ha indicato i limiti di concentrazione da rispettare per l'autorizzazione dello scarico a mare rilasciate dalle amministrazioni nazionali.

Gli accordi internazionali possono essere sintetizzati dai seguenti principi essenziali che in parte, nel tempo, sono stati assimilati e concretizzati nei sistemi legislativi nazionali ed internazionali:

- il principio precauzionale: solo alcune sostanze possono essere scaricate in mare con un percorso di autorizzazioni prestabilito, subordinato al risultato della caratterizzazione del sedimento e alle ipotesi di impatto e soggetto a un monitoraggio post operam.
- il principio di responsabilità anche economica nei confronti dei soggetti che producono l'inquinamento: si riconosce la responsabilità di sostenere i costi per le misure di riduzione dell'inquinamento al soggetto che introduce sostanze inquinanti nell'ambiente.
- il principio di gestione integrata delle zone costiere: si introduce il concetto di "gestione integrata" dei materiali di risulta delle operazioni di dragaggio in modo da favorire lo sfruttamento del materiale come risorsa per le esigenze comuni, valutando gli aspetti socio economici ed ambientali.

La normativa italiana ha recentemente recepito le indicazioni derivanti da tali accordi producendo un documento a cura del Ministero dell'Ambiente recentemente approvato. Infatti, da poco più di un anno è necessario, per la progettazione di questo genere di interventi di dragaggio, fare riferimento al Decreto Ministeriale n° 173 del 2016: *"Regolamento recante modalità e criteri tecnici per l'autorizzazione*

all'immersione in mare dei materiali di escavo di fondali marini", che disciplina le modalità per il rilascio dell'autorizzazione per l'immersione deliberata in mare. Il decreto è in attuazione dell'art. 109 del D. Lgs. n°152/2006, *"Testo Unico in materia Ambientale"*, e contiene un allegato tecnico che disciplina la procedura per l'approvazione dei progetti di dragaggio, al di fuori delle aree SIN. Sono espressamente riportate le prescrizioni da seguire nell'ambito della caratterizzazione dell'area su cui effettuare il dragaggio, la determinazione della classe di qualità del materiale da asportare ed i criteri per la gestione dello stesso in base alla sua classe di qualità.

Le attività fondamentali che fanno parte della progettazione di un intervento di dragaggio possono essere così sintetizzate:

- caratterizzazione del sito da dragare;
- definizione della classe di qualità del sedimento, stabilita in base ai risultati della caratterizzazione chimica, fisica, microbiologica ed ecotossicologica dei sedimenti;
- opzioni di gestione;
- scelta della tecnologia di dragaggio da utilizzare;
- trasporto e sistemazione del materiale dragato;
- controllo finale dei volumi e dei profili di scavo.

1.3 Il Decreto Ministeriale n. 173 del 2016

Il Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare ha emanato un Decreto il 15 luglio del 2016 dal titolo *"Regolamento recante modalità e criteri tecnici per l'autorizzazione all'immersione in mare dei materiali di escavo di fondali marini"*. Tale decreto sostituisce il precedente Decreto ministeriale n.31 del 24 Gennaio 1996, in materia di autorizzazione allo scarico deliberato in mare, al ripascimento degli arenili, allo scarico in ambienti conterminati e alla caratterizzazione delle aree e dei materiali di dragaggio. Il regolamento, infatti, determina:

- le modalità per il rilascio dell'autorizzazione di cui all' articolo 109, comma2, del D. Lgs. n.152/2006, per l'immissione deliberata in mare dei materiali di escavo;
- i criteri omogenei per tutto il territorio nazionale per l'utilizzo dei materiali di dragaggio ai fini del ripascimento o all'interno di ambienti conterminati;
- la gestione dei materiali provenienti dal dragaggio delle aree portuali non comprese all'interno di siti di interesse nazionale;
- la gestione dei materiali provenienti da siti di interesse nazionale al di fuori di detti siti.

L'allegato al Decreto, che ne è parte integrante, definisce le modalità da seguire per la richiesta dell'autorizzazione. In particolare, descrive le procedure per la caratterizzazione del sito di dragaggio, della classificazione dei materiali da dragare e determina le possibilità di gestione in funzione della classificazione. L'autorizzazione all'immersione in mare viene rilasciata solo se i materiali presentano una classe di qualità che lo prevede come opzione di gestione; devono essere, inoltre, rispettate le indicazioni concernenti le modalità di escavo, di trasporto e di immersione dei materiali. Per quanto riguarda l'area marina destinata a ricevere il materiale, una volta individuata, essa deve essere preventivamente caratterizzata e si deve predisporre un piano di monitoraggio ambientale dopo l'immersione del materiale.

Il rilascio dell'autorizzazione è inoltre subordinato alla presentazione di documentazione, da parte del soggetto richiedente, che dimostri la prioritaria valutazione delle opzioni di *riutilizzo* del materiale, come il ripascimento degli arenili o l'immersione in ambienti conterminati, e che riporti le motivazioni in base a cui tali opzioni sono state scartate, come indicato dai principi dettati dagli accordi internazionali sopra citati.

Nell'allegato tecnico al decreto, sono riportate le procedure e le indicazioni di dettaglio relative alle attività preliminari alla richiesta di autorizzazione all'immersione in mare, che sono dettagliatamente riportate e discusse nel seguito dell'elaborato. L'allegato sostituisce in toto le Linee Guida contenute nel *Manuale per la movimentazione di sedimenti marini* (Ispra, 2007).

1.3.1 Inquadramento dell'area di escavo

Il primo capitolo dell'allegato tecnico descrive le operazioni da effettuare per l'inquadramento dell'area di escavo nell'ambito della definizione del progetto di dragaggio.

Oltre alle informazioni generali sull'ubicazione dell'area, la prima informazione richiesta è l'individuazione della tipologia di area; questo è di grande rilevanza poiché in base al "tipo" di area si possono delineare due percorsi di indagine differenti: il Percorso I per il quale è prevista la procedura di caratterizzazione completa, ed il Percorso II, per il quale è prevista una procedura semplificata. Ad esempio, per le aree interne ad un porto che, anche solo parzialmente, presenti attività industriali o commerciali non è possibile fare riferimento al Percorso semplificato, mentre questo è possibile quando si progetta il dragaggio di un'area interne ad un porto turistico. Si deve produrre anche una breve descrizione delle caratteristiche generali dell'ambiente circostante.

Sono da rilevare, inoltre, le informazioni riguardanti le principali pressioni che insistono sull'area. Il decreto riporta una tabella da compilare in cui sono elencate le diverse tipologie ed è possibile associare un livello ad ognuna di esse.

Vanno indicati anche gli elementi di pregio naturalistico, delle aree di tutela e degli obiettivi sensibili presenti nelle aree di escavo e in aree limitrofe come ad esempio ecosistemi e aree marine protette, parchi

nazionali, zone di tutela biologica. È necessario anche caratterizzare dal punto di vista idrodinamico, chimico e fisico la colonna d'acqua, i parametri da rilevare sono i seguenti: regime delle correnti, torbidità, temperatura, pH, salinità e conducibilità.

Vanno raccolte inoltre informazioni sulle attività di escavo che sono state condotte nell'area nel tempo, i dati raccolti vanno presentati in una tabella (Figura 4) dove si indica la motivazione del dragaggio, la data dell'intervento e il quantitativo di materiale che è stato dragato. Sono da segnalare, qualora fossero state eseguite, interventi pregressi di immersione di materiali.

Il fondale dell'area di dragaggio deve essere caratterizzato dal punto di vista morfo-batimetrico e deve essere indicata la consistenza del materiale che si va a dragare, oltre a una descrizione della tessitura e della mineralogia dei sedimenti.

Per quanto riguarda la caratterizzazione chimica, è possibile tenere in considerazione le informazioni sulle caratteristiche chimiche pregresse dei sedimenti dell'area di escavo. In particolare, se queste sono *sufficienti* ed *idonee* è possibile usufruire della procedura semplificata per la caratterizzazione chimica. La sufficienza delle informazioni è determinata da dati idonei non antecedenti a 5 anni e provenienti dall'area di escavo o di aree contigue e con le medesime caratteristiche ambientali. L'idoneità è valutata sulla base delle metodologie analitiche impiegate, su base statistica dei risultati ottenuti (deviazione standard minore del valore medio) e del livello medio che deve essere minore del livello chimico di base (L1) nazionale o locale, se definito. È richiesta, inoltre, una descrizione delle principali comunità bentoniche presenti nell'area di escavo e le informazioni su eventuali attività di monitoraggio ambientale eseguite negli ultimi 5 anni.

È necessario fornire informazioni sintetiche sulla programmazione delle attività di movimentazione e gestione dei materiali su base pluriennale, secondo le indicazioni riportate in Figura 5 corredate da una planimetria in scala opportuna, e le azioni intraprese per la riduzione delle fonti di inquinamento. L'obiettivo da perseguire è quello del miglioramento della qualità dei fondali, in modo da favorire l'uso sostenibile della risorsa.

TIPO DI DRAGAGGIO	DESCRIZIONE INTERVENTO	DATA INTERVENTO	QUANTITATIVO DRAGATO (m ³ x 1000)
MANUTENTIVO			
1. AMPLIAMENTO/APPROFONDIMENTO			
2. MANTENIMENTO			
3. GESTIONE E PROTEZIONE COSTIERA (SPIAGGIA O BARRIERE)			
RISANAMENTO			
3. DRAGAGGIO AMBIENTALE PER LA RIMOZIONE DI SEDIMENTI CONTAMINATI E RIDUZIONE DEGLI IMPATTI			
RIPRISTINO STRUTTURALE E FUNZIONALE DEGLI ECOSISTEMI			
4. RINATURALIZZAZIONE			
5. BARRIERE DI DIFESA			

Figura 4: Tabella riportata nell'allegato al D.M. 173/2016 per la sintesi delle informazioni relative alle singole operazioni di dragaggio precedentemente effettuate nell'area.

TIPOLOGIA DI DRAGAGGIO	AREE INTERESSATE DALL'INTERVENTO(*)	SPESSORI INDICATIVI DA ASPORTARE (min-max)	VOLUMI PREVISTI (m ³ x1000)	GRANULOMETRIA PREVALENTE DEL MATERIALE DA DRAGARE	CLASSE DEI MATERIALI (Capitolo 2)	OPZIONI GESTIONALI PREVISTE
MANUTENZIONE PERIODICA (FONDALI DRAGATI CON FREQUENZA < 3 anni)						
MANUTENZIONE SALTUARIA (FONDALI DRAGATI CON FREQUENZA NON PROGRAMMATA E > 3 anni)						
INVESTIMENTO (FONDALI MAI DRAGATI IN PRECEDENZA)						
RISANAMENTO AMBIENTALE (FONDALI DRAGATI PER ASPORTARE MATERIALI CONTAMINATI)						
RECUPERO SABBIE (FONDALI DRAGATI RIUTILIZZO DELLE SABBIE)						

Figura 5: Scheda riportata nel D.M. 173/2016 in cui si riportano le informazioni sintetiche sulla programmazione delle attività di movimentazione e gestione dei materiali.

1.3.2 La Caratterizzazione ambientale

Percorsi di caratterizzazione

Sulla base della tipologia di area di escavo deve essere eseguito uno dei due percorsi di indagine seguenti:

- Percorso I, che prevede una caratterizzazione completa;
- Percorso II, che consente una caratterizzazione semplificata.

Come è possibile vedere in Figura 6, i due percorsi differiscono in alcuni passaggi e il *percorso II*.

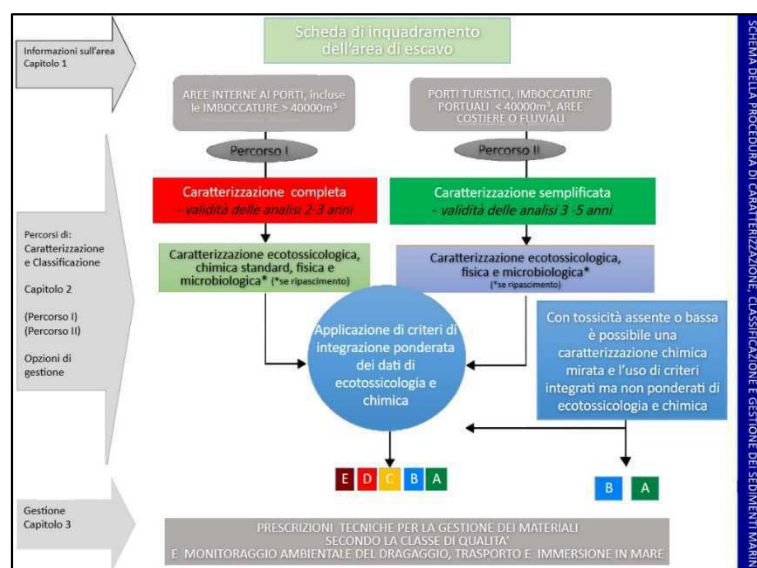


Figura 6: Quadro generale per la caratterizzazione, classificazione e gestione dei materiali (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).

È necessario seguire il percorso di caratterizzazione I nelle aree:

- All'interno di porti anche solo parzialmente industriali, commerciali, di servizio passeggeri, pescherecci.
- Poste all'esterno dell'imboccatura dei porti e/o le aree soggette a ostruzione ricorrente del passo marittimo di accesso per volumi di materiale annui complessivi superiori a 40.000 mc;

Si deve seguire il percorso di caratterizzazione II per le aree:

- Le aree costiere non portuali
- Le aree di foce fluviale non portuale
- Le aree interne ai porti esclusivamente turistici;
- Le aree poste all'esterno dell'imboccatura dei porti e/o le aree soggette a ostruzione ricorrente del passo marittimo di accesso per volumi di materiale annui complessivi inferiori a 40.000 mc.

La maglia di campionamento

La strategia adottata nel campionamento dovrà consentire una caratterizzazione che sia rappresentativa dell'intera superficie e del volume di materiale che sarà oggetto di movimentazione. Sono previste maglie differenziate in funzione della tipologia di area e quindi del percorso di caratterizzazione da seguire.

All'interno di bacini portuali sono definite tre *tipologie* di maglie che si applicano in funzione dalla loro vicinanza dai manufatti (darsene, banchine).

- 50 x 50 metri, in adiacenza ai manufatti;
- 100 x 100 metri, a una distanza di 50 metri dai manufatti;
- 200 x 200 metri nelle zone esterne al porto a esso adiacenti, lungo le dighe di protezione esterna e le barriere frangiflutti.

Di seguito, in Figura 7 si riporta un esempio di suddivisione delle aree in zona portuale interna e adiacenti all'imboccatura.

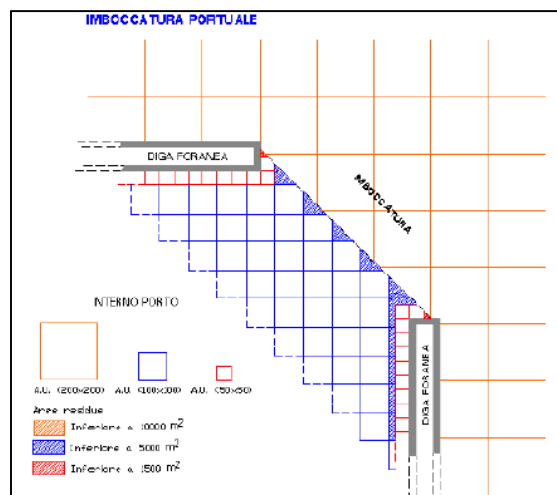


Figura 7: Esempio di posizionamento delle diverse tipologie di aree unitarie.

Per quanto riguarda il percorso II, sono previste due diverse spaziature in base alla tipologia di area. Nel caso di aree costiere non portuali, la griglia da adottare è di 200 x 200 metri, mentre nel caso di foce fluviale non portuale la maglia è di 100 x 100 metri. Si fa notare che fanno eccezione i porti turistici, per la caratterizzazione per i quali si deve adottare la stessa maglia del percorso I.

All'interno di ogni area della maglia deve essere individuato un punto di campionamento rappresentativo, da collocare in funzione della morfologia del fondale e della distanza dal punto di campionamento delle aree limitrofe.

Il documento, inoltre, prevede che nel caso di caratterizzazione di un'area di estensione limitata, il numero delle stazioni non può comunque essere inferiore a tre.

Modalità di prelievo, conservazione ed analisi dei campioni

La tecnologia di campionamento da utilizzare, preferibilmente, è quella del carotaggio, avendo la cura di pulire accuratamente le attrezzature impiegate a contatto con il sedimento prima del loro reimpiego.

È necessario usare l'accortezza di decorticare la parte delle carote di sedimento prelevato a contatto con le pareti interne del carotiere o del liner, per evitare di rilevare la contaminazione da trascinarsi.

Le carote provenienti da indagini di strati superiori a 50 cm, dovranno essere di lunghezza pari almeno allo spessore di materiale da asportare.

Nel caso di indagini che interessino i soli primi 50 cm di fondale potranno essere utilizzate anche altre tecnologie, come benne o box-corer.

Ciascuna carota deve essere divisa in sezioni in base alla sua lunghezza totale come di seguito riportato:

- le carote fino a 1 m di altezza devono essere suddivise in due sezioni, di cui la prima di 50 cm a partire dalla sommità;
- per carote con altezza superiore ai 1 metro e fino a 2 m, oltre alle 2 sezioni di cui al punto precedente, deve essere individuata almeno una sezione rappresentativa del metro successivo al primo;
- per carote con altezza superiore ai 2 m, oltre alle 3 sezioni di cui ai punti precedenti, deve essere individuata una sezione rappresentativa di ogni successivo intervallo di 2 m;
- qualora sia accertato il raggiungimento del substrato geologico naturale costitutivo dell'area, per il quale si possa escludere qualunque contaminazione antropica, è sufficiente l'individuazione di alcune sezioni rappresentative dell'intero strato.

Il campione in esame dovrà essere quindi omogeneizzato e suddiviso in diverse aliquote in funzione delle analisi richieste: fisiche, chimiche, microbiologiche, eco tossicologiche. Dovranno essere individuate due

aliquote, una delle quali sarà conservata, a temperature tra i -18°C e -25°C, per eventuali verifiche ed analisi secondarie, per un periodo non inferiore a 3 mesi dal termine delle attività di gestione dei materiali dragati.

Per il *percorso I* di caratterizzazione è previsto che tutti i campioni prelevati siano avviati alle fasi successive di analisi e classificazione. Qualora sia previsto la deposizione del materiale in bacini conterminati è introdotta la possibilità di eseguire le analisi su campioni compositi di aree unitarie contigue e con caratteristiche macroscopiche similari.

Anche il *percorso II* permette l'analisi di campioni compositi. Inoltre, sulla base di informazioni pregresse è possibile effettuare l'analisi di solo una parte dei campioni, non compositi, localizzati nelle aree del fondale potenzialmente più inquinate.

Le risultanze analitiche sono considerate valide per:

- 2 anni (estendibile fino a un massimo di 3) nel caso di Percorso I
- 3 anni (estendibile fino a un massimo di 5) nel caso di Percorso II.

Da tali procedure sono esclusi i materiali provenienti da aree appartenenti a Siti di Bonifica di Interesse Nazionale da gestire all'esterno del SIN.

Parametri da analizzare

La norma prevede che i campioni prelevati siano sottoposti ad analisi di varie tipologie, finalizzate alla definizione della classe di qualità del sedimento. Di seguito sono riportate le analisi a cui sottoporre i sedimenti.

- Caratterizzazione e classificazione ecotossicologica: si articola nell'esecuzione di una batteria di saggi biologici di tre tipologie differenti, eseguita su tutti i campioni destinati alle analisi. Segue ai saggi biologici una classificazione ecotossicologica, finalizzata alla definizione dei livelli di tossicità dei sedimenti.
- Caratterizzazione e classificazione chimica: i parametri chimici da indagare sono riportati nella Figura 8.

Il percorso semplificato (Percorso II) prevede che le analisi chimiche siano precedute dalle analisi ecotossicologiche. Se la tossicità dovesse risultare ASSENTE o BASSA, si possono considerare i dati chimici raccolti preliminarmente relativi all'area in esame e a quelle limitrofe. In questo caso, è possibile eseguire una caratterizzazione chimica mirata alla ricerca di quei parametri chimici risultati non sufficienti o non

idei. Le analisi chimiche possono essere omesse, solo quando il campione è costituito per almeno l'80% da ghiaia ($D > 2\text{mm}$), a meno di macroscopiche evidenze di inquinamento.

La classificazione chimica dei materiali si basa sui livelli chimici di riferimento (L1 e L2), riportati nella Figura 9 riportata di seguito.

- Caratterizzazione fisica: i parametri fisici da indagare sono riportati in Figura 10. Nel caso di ripascimenti degli arenili è importante la descrizione macroscopica effettuata in sito al momento del prelievo, in cui si indicano anche il colore e i residui di origine naturale o antropica. Una particolarità da sottolineare riguarda la classificazione granulometrica dei sedimenti in cui la frazione pelite è determinata come la percentuale di materiale passante al setaccio #230 (apertura di $63\ \mu\text{m}$), a differenza dei terreni per i quali si utilizza il setaccio #200 (apertura della maglia $75\ \mu\text{m}$), come previsto dalla procedura standard ASTM.
- Caratterizzazione biologica: necessaria nel caso di immersione in mare e di ripascimenti costieri e di analisi delle comunità bentoniche, con lo scopo di individuare particolari biocenosi di elevato pregio conservazionistico e delle popolazioni ittiche, con particolare riferimento a specie di interesse commerciale.

PARAMETRI CHIMICI	SPECIFICHE	LIMITE DI QUANTIFICAZIONE
METALLI E METALLOIDI	As, Cd, Cr _{tot} , Cr VI*, Cu, Hg, Ni, Pb, Zn, V*, Al*, Fe*	0,03 mg kg ⁻¹ (Cd, Hg); 1 mg kg ⁻¹ (altri)
IDROCARBURI POLICICLICI AROMATICI	Acenaftilene, Benzo(a)antracene, Fluorantene, Naftalene, Antracene, Benzo(a)pirene, Benzo(b)fluorantene, Benzo(k)fluorantene, Benzo(g,h,i)perilene, Acenaftene, Fluorene, Fenantrene, Pirene, Dibenzo(a,h)antracene, Crisene, indeno(1,2,3,c-d)pirene e loro sommatoria	1 µg kg ⁻¹
IDROCARBURI C>12*		5 mg kg ⁻¹
PESTICIDI ORGANOCLOPURATI	Aldrin, Dieldrin, Endrin, α-HCH, β-HCH, γ-HCH (Lindano), DDD, DDT, DDE (per ogni sostanza la somma degli isomeri 2,4 e 4,4), HCB, eptacloro epossido	0,1 µg kg ⁻¹
POLICLOROBIFENILI	Congeneri: PCB 28, PCB 52, PCB 77, PCB 81, PCB 101, PCB 118, PCB 126, PCB 128, PCB 138, PCB 153, PCB 156, PCB 169, PCB 180 e loro sommatoria	0,1 µg kg ⁻¹
COMPOSTI ORGANOSTANNICI	Monobutil, Dibutil, Tributilstagno e loro Sommatoria	1 µg kg ⁻¹
CARBONIO ORGANICO TOTALE O SOSTANZA ORGANICA TOTALE		0,1 %
SOMMAT. T.E. PCDD,PCDF (DIOSSINE E FURANI) E PCB DIOSSINA SIMILI*	ELENCO DI CUI alle note della tabella 3/A di cui al D.lgs 172/2015	D.lgs 172/2015

Figura 8: Parametri chimici standard da analizzare (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).

PARAMETRO	L1	L2
Elementi in tracce [mg kg ⁻¹] p.s.		
Arsenico	12	20
Cadmio	0,3	0,80
Cromo	50	150
Cr VI	2	2
Rame	40	52
Mercurio	0,3	0,80
Nichel	30	75
Piombo	30	70
Zinco	100	150
Contaminanti organici [µg kg ⁻¹] p.s.		
Composti organostannici	5 ⁽¹⁾	72 ⁽²⁾
Σ PCB ⁽³⁾	8	60
Σ DDD ⁽⁴⁾	0,8	7,8
Σ DDE ⁽⁴⁾	1,8	3,7
Σ DDT ⁽⁴⁾	1,0	4,8
Clordano	2,3	4,8
Aldrin	0,2	10 ⁷
Dieldrin	0,7	4,3
Endrin	2,7	10
α-HCH	0,2	10 ⁷
β-HCH	0,2	10 ⁷
γ-HCH (Lindano)	0,2	1,0
Eptacloro epossido	0,6	2,7
HCB	0,4	50 ⁷
Idrocarburi C>12	Non disponibile	50000
Σ IPA(16) ⁽⁵⁾	900	4000
Antracene	24	245
Benzo[a]antracene	75	500
Benzo[a]pirene	30	100
Benzo[b]fluorantene	40	500 ⁷
Benzo[k]fluorantene	20	500 ⁷
Benzo[g,h,i]perilene	55	100 ⁷
Crisene	108	846
Indenopirene	70	100 ⁷
Fenantrene	87	544
Fluorene	21	144
Fluorantene	110	1494
Naftalene	35	391
Pirene	153	1398
Σ T.E. PCDD,PCDF ⁽⁶⁾ (Diossine e Furani) e PCB diossina simili	2 x 10 ⁻³	1 X 10 ⁻² *

Figura 9: Livelli chimici di riferimento nazionali (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).

PARAMETRI FISICI		UNITÀ DI MISURA
DESCRIZIONE MACROSCOPICA	Colore, odore, presenza di concrezioni, residui di origine naturale e/o antropica	-
GRANULOMETRIA	Frazioni granulometriche al %φ Dove φ=-log ₁₀ (diametro in mm/diametro unitario in mm)	%
MINERALOGIA	Principali caratteristiche mineralogiche (facoltative)	

Figura 10: Parametri fisici e relative specifiche (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).

Classificazione di qualità dei materiali di escavo

L'integrazione delle classificazioni chimiche ed eco tossicologica è alla base della definizione della *Classe di Qualità* dei materiali. Questa può essere identificata avvalendosi di criteri di integrazione ponderata o di criteri tabellari. In particolare, la classificazione chimica del materiale è eseguita attraverso il parametro HQ_c (Hazard Quotient), che tiene conto della tipologia e numero di parametri non conformi e dell'entità di tali superamenti.

Di seguito sono riportate le tabelle da normativa per la classificazione di qualità dei sedimenti relative a criteri di integrazione ponderata (Figura 11) o a criteri tabellari (Figura 12).

HQ _c = Hazard Quotient (chimico)		
Classe di pericolo ecotossicologico elaborato per l'intera batteria (HQ _{batteria})	Classificazione chimica	Classe di Qualità del materiale
Assente	HQ _c (L2) ≤ Trascurabile	A
	Basso ≤ HQ _c (L2) ≤ Medio	B
	HQ _c (L2) = Alto	C
	HQ _c (L2) > Alto	D
Basso	HQ _c (L1) ≤ Basso	A
	HQ _c (L1) ≥ Medio e HQ _c (L2) ≤ Basso	B
	Medio ≤ HQ _c (L2) ≤ Alto	C
	HQ _c (L2) > Alto	D
Medio	HQ _c (L2) ≤ Basso	C
	HQ _c (L2) ≥ Medio	D
≥ Alto	HQ _c (L2) ≤ Basso	D
	HQ _c (L2) ≥ Medio	E

Figura 11: Classificazione della qualità dei sedimenti secondo i criteri di integrazione ponderata (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).

Classe di tossicità	Classe chimica	Classe di Qualità del materiale
Assente	[C] ≤ L2	A
	[C] > L2	Da determinare secondo i criteri ponderati di cui alla tabella 2.5
Bassa	[C] ≤ L1	A
	L1 < [C] ≤ L2	B
	[C] > L2	Da determinare secondo i criteri ponderati di cui alla tabella 2.5
Media	[C] ≤ L2	C
	[C] > L2	D
≥ Alta	[C] ≤ L2	D
	[C] > L2	E

Figura 12: Classificazione della qualità dei sedimenti basata sui criteri tabellari [C] = concentrazione chimica (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).

1.3.3 Le possibili opzioni di gestione dei sedimenti dragati

La scelta della gestione dei materiali di escavo costituisce un aspetto progettuale fondamentale in termini sia economici sia di sostenibilità ambientale dell'intervento.

In funzione della classe di qualità determinata, sono elencate in Figura 13 le opzioni di gestione che è possibile prevedere.

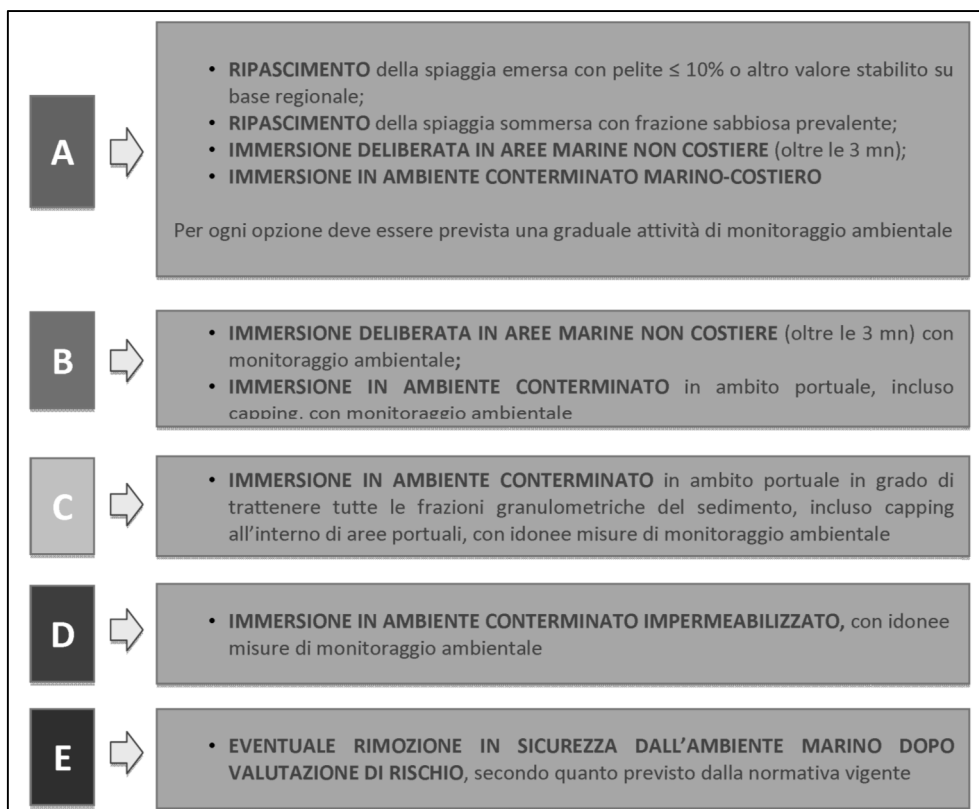


Figura 13: Opzioni di gestione compatibili con la classificazione di qualità del sedimento da dragare (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).

A tale classificazione fanno eccezione alcune categorie. Ad esempio, i sedimenti di Sedimenti di classe "A" possono essere utilizzati per ripascimenti anche in presenza di impianti di acquacoltura, nel caso siano applicate specifiche misure di prevenzione e di controllo degli organismi allevati.

I Sedimenti di classe "D" possono essere immersi in ambienti conterminati non impermeabilizzati nei seguenti casi:

- se la tossicità del sedimento è “Assente” o “Bassa”, purché collocati non a contatto con le pareti laterali o il fondo del bacino conterminato parzialmente o totalmente emerso;
- la tossicità del sedimento valutata secondo i criteri tabellari sia interamente dovuta alla fase solida;
- il pericolo ecotossicologico valutato secondo i criteri di integrazione ponderata sia dovuto per 2/3 alla fase solida.

I sedimenti di classe “E” possono essere immersi in ambienti conterminati impermeabilizzati se i materiali da dragare di classe E presentano valori di contaminazione chimica inferiori al Livello Ecotossicologico Grave (LEG). Il LEG è calcolabile tramite la procedura descritta in Appendice 2F dell’allegato, tramite un tool applicativo disponibile sul sito ISPRA.

1.3.4 Indicazioni tecniche per la gestione dei materiali

Nel Capitolo 3 dell’Allegato tecnico al D.M. n° 173/2016, in relazione alle possibili opzioni di gestione, vengono specificate alcune indicazioni tecniche relative alle seguenti attività:

- individuazione e caratterizzazione dell’area destinata all’immersione dei materiali di escavo (area a mare oltre le 3mn, area lungo la costa, area conterminata);
- modalità di escavo, trasporto e immersione dei materiali;
- monitoraggio ambientale delle attività di escavo, trasporto e immersione;
- spostamenti in aree contigue.

Immersione dei materiali di escavo

Nell’ambito della presentazione della domanda di immersione dei materiali di escavo è necessario individuare l’area marina a cui sono destinati. Questa deve necessariamente trovarsi ad almeno 3 miglia nautiche dalla costa, o deve avere una profondità maggiore di 200 metri, nel caso in cui si trovi a distanza inferiore. Nell’area vasta all’interno della quale localizzare il sito è necessario acquisire, da indagini dedicate o da letteratura:

- informazioni in merito alle caratteristiche dinamiche fisiche e chimiche della massa d’acqua,
- caratteristiche del fondale e dei sedimenti superficiali (granulometria, chimica, tossicità),
- eventuali biocenosi bentoniche e specie ittiche presenti,
- eventuali vincoli e utilizzi del mare.

Una volta individuato il sito andrà restituito su una carta nautica, sulla quale andranno inoltre evidenziate le eventuali aree soggette a vincoli poiché protette. I parametri necessari per la localizzazione del sito sono: le Coordinate proiettate UTM WGS84 fuso 32/33 dei vertici del sito e delle singole aree unitarie e delle aree di controllo, la distanza minima e massima dalla costa e la profondità minima e massima. L'individuazione del sito è seguita da una caratterizzazione che interessi sia l'aspetto geometrico del sito, sia l'analisi di campioni di sedimento appositamente prelevati. Il dimensionamento del sito è funzione del volume di materiale da immergere, e la sua forma va definita secondo geometrie regolari divisibili in Subaree Unitarie, di superficie minima pari a 1 mn². Il sito oggetto di immersione, le aree di controllo e le potenziali zone di influenza dello scarico, sono soggette a campionamento superficiale.

Per il campionamento dei sedimenti superficiali è previsto l'utilizzo della benna Van Been, del box corer o del carotiere, in funzione della diversa tipologia di analisi. Le indagini da condurre sui campioni riguardano:

- Analisi chimiche e fisiche del sedimento, qualora siano presenti degli impianti di acquacoltura nel raggio di 5 miglia nautiche;
- Analisi di carattere biologico con attenzione alle biocenosi di interesse conservazionistico;
- Analisi ecotossicologiche.

Impiego dei sedimenti per ripascimento di spiagge

Il ripascimento consiste nella compensazione dell'erosione delle spiagge dovuta alle correnti marine, mediante l'apporto controllato di sedimenti, che possono interessare sia la porzione emersa che la parte sommersa della spiaggia. I sedimenti derivanti da operazioni di dragaggio possono essere impiegati per questo scopo tramite interventi da mare o da terra con mezzi idraulici. La differenza tra ripascimenti che interessino la spiaggia emersa o sommersa è essenzialmente legata a ragioni di carattere operativo, quindi alla modalità di deposizione dei sedimenti. Al termine dell'intervento, infatti, il materiale raggiungerà una condizione di equilibrio funzione delle condizioni locali.

Il ripascimento delle spiagge deve apportare il minor disturbo possibile, evitando l'impiego di mezzi che possano costituire un rischio di impatto nei confronti di habitat di interesse conservazionistico.

Ambienti conterminati

Gli ambienti conterminati sono delle strutture portuali che possono essere completamente o parzialmente sommerse, o strutture emerse. La scelta dell'una o dell'altra struttura alla quale destinare il materiale prodotto durante le attività di dragaggio è funzione di una preventiva caratterizzazione, mirata a definire sia gli aspetti geotecnici che gli aspetti chimici e fisici dei sedimenti in esame. Appartengono a questa categoria:

- il capping: un intervento in situ finalizzato all'isolamento del materiale dragato dalle matrici ambientali circostanti. Esso consiste nel posizionamento di particolari materiali sul fondale con lo scopo di isolare idraulicamente i sedimenti dall'ambiente circostante;
- le vasche di colmata: bacini conterminati predisposti per accogliere i materiali di dragaggio. Il materiale conferitovi può essere adeguatamente trattato e consolidato, così da consentire il riutilizzo dell'area occupata dall'opera. L'area destinata ad accogliere il bacino dovrà essere adeguatamente caratterizzata, ponendo particolare attenzione alle caratteristiche meteo marine, batimetriche, geotecniche, geomorfologiche del sito.

Alla progettazione di tali ambienti conterminati va affiancata l'analisi della possibile fuga degli inquinanti. In particolare, nel caso di vasche di colmata, la conterminazione deve interessare sia il fondo della vasca sia le pareti laterali, e deve avere delle caratteristiche tali da garantire l'assenza di diffusione dei contaminanti verso l'esterno.

Nella fase di deposizione dei materiali e quindi di riempimento delle aree di conterminazione, va posta particolare attenzione agli scarichi idrici (acque di efflusso) e alle acque meteoriche derivanti dalle stesse. Per queste andranno previste delle metodologie di gestione dedicate, in modo da evitare che possano produrre un impatto negativo nell'ambiente circostante. In questo senso, il monitoraggio della qualità delle acque in prossimità delle vasche di conterminazione sarà indispensabile.

Attività di monitoraggio ambientale

Parte integrante della documentazione necessaria all'approvazione di un progetto di dragaggio è costituita dalla relazione di Piano di Monitoraggio. Tutte le attività, dal dragaggio all'immersione, incluso il trasporto dei sedimenti, devono essere sottoposte ad un monitoraggio ambientale, le cui finalità sono legate alla necessità di garantire il rispetto dell'ambiente circostante nei confronti di dispersioni accidentali di sedimenti contaminati, di carenza di accuratezza da parte degli esecutori dei lavori.

Qualsiasi sia l'operazione per la quale sia previsto il monitoraggio, questo si articola in tre fasi distinte: ante operam, in corso d'opera e post operam. Il numero delle stazioni e i parametri da monitorare nella colonna d'acqua, nel sedimento e nel biota devono essere commisurati alla quantità dei materiali da sottoporre a movimentazione, alla durata e alle modalità operative degli specifici interventi.

Nell'ambito della movimentazione dei sedimenti, è previsto il monitoraggio per monitorare i fenomeni di risospensione e di trasporto dei sedimenti risospesi in corso d'opera, responsabili dell'incremento della torbidità, per prevenire eventuali impatti negativi sull'ecosistema marino circostante. Ciò che è necessario verificare dunque, è che l'alterazione della torbidità e/o della concentrazione dei solidi sospesi siano contenute entro dei valori di riferimento definiti da indagini ante operam. Il termine dei lavori è seguito dalla

verifica del recupero delle condizioni ambientali iniziali, che caratterizzavano il sito nelle fasi antecedenti alle operazioni di dragaggio.

Per quanto concerne invece il monitoraggio delle attività di conferimento in ambienti conterminati (es. vasca di colmata), le indagini dovranno essere commisurate alla qualità e quantità dei materiali movimentati e posizionati nella struttura in oggetto. In particolare, le informazioni acquisite dal piano di monitoraggio saranno relative ai seguenti elementi:

- qualità fisica chimica ed ecotossicologica delle acque di efflusso dagli ambienti conterminati, e l'eventuale presenza di solidi sospesi in aree prossime ai punti di reimmissione delle stesse acque;
- qualità delle acque piezometriche nei depositi naturali ed in corrispondenza della conterminazione laterale e di fondo del bacino;
- qualità delle acque, dei sedimenti e del biota nell'area marina circostante la struttura;
- possibili cessioni di materiale e di contaminanti nell'effluente e da vie preferenziali.

1.3.5 Le fasi operative del dragaggio

Nel dragaggio si possono individuare diverse fasi operative. Di seguito è proposta una suddivisione delle attività, funzionale alla trattazione delle diverse tecnologie disponibili per l'esecuzione di ognuna di esse.

La Fase di escavo: l'immersione della testa di dragaggio seguita dall'asportazione del materiale è il primo step dei lavori. La strumentazione utilizzata per il dragaggio in questa fase deve essere scelta in base ai seguenti requisiti:

- Precisione nel posizionamento dell'imbarcazione e della testa di dragaggio;
- Capacità di escavo in relazione alla consistenza del fondale;
- Quantità di acqua aggiunta al materiale;
- Controllo della risospensione dei sedimenti;

La testa di dragaggio può asportare il materiale per mezzo di sollecitazione idrauliche, meccaniche o con combinazione delle due. La scelta spesso è determinata dalla consistenza del materiale, dallo spessore dello strato da asportare e dall'estensione dell'area di escavo. Minimizzare l'acqua che si aggiunge al materiale dragato può essere importante, in base alle opzioni di gestione che sono previste per il materiale specifico, e aiuta anche a contenere i costi connessi con il trattamento dei reflui, nel caso il materiale presenti elevati livelli di contaminazione e abbia tendenza al rilascio in acqua degli stessi. La capacità di controllo della

risospensione di uno strumento di dragaggio è direttamente proporzionale ai contatti tra il fondale e gli strumenti e all'energia di aspirazione nel caso di strumentazione idraulica. Spesso quando si opera in aree con rischi ambientali o per la salute umana, questa caratteristica è determinante per la scelta della strumentazione.

Il sollevamento dei sedimenti verso la superficie: una volta movimentati, i sedimenti vengono sollevati verso la superficie mediante strumenti meccanici o idraulici, quali benne o condotte idrauliche. Il principale requisito da garantire è il controllo della formazione dei residui ossia la capacità di non perdere i sedimenti asportati nel trasporto degli stessi verso la superficie.

Il rilascio di sedimenti in sospensione nell'ambito di dragaggi meccanici è dovuto all'utilizzo di strumenti, come la benna bivalve aperta, che nella loro risalita tendono a perdere del materiale. Se il materiale è particolarmente fine, esso rimane in sospensione per un tempo molto lungo aumentando la torbidità locale dell'acqua, e può sedimentare nuovamente nelle zone limitrofe. È chiaro che se il livello di contaminazione di tale materiale non è trascurabile, si deve ricorrere all'utilizzo di benne stagne o ci si deve orientare verso la scelta di mezzi idraulici, che offrono maggiori garanzie nei confronti di tale fenomeno, oppure si devono predisporre particolari opere di protezione.

Trasporto del materiale dragato: la fase successiva prevede il trasporto dal sito di dragaggio al sito individuato per l'immersione o per il trattamento. Il principale requisito da ricercare nella modalità di trasporto è quella di evitare perdite del materiale.

Il trasporto può avvenire in mare mediante mezzi navali (motopontoni, chiatte) o a terra per mezzo di autocarri; se la distanza non è elevata, è possibile l'utilizzo di condotte idrauliche o di nastri trasportatori. La scelta della metodologia di trasporto è influenzata, oltre che dalla distanza dal sito di conferimento, dalle caratteristiche granulometriche del materiale e dal livello di contaminazione. Il trasporto mediante autocarri stagni è riservato quasi esclusivamente al trasporto del materiale in discariche controllate, altrimenti risulta poco conveniente sia dal punto di vista logistico che economico.

Deposito del materiale dragato: la fase finale è costituita dal collocamento del materiale nel sito di destinazione finale. I requisiti da considerare variano in funzione della tipologia di operazione da compiere. Nel caso di immersione del sedimento (ripascimenti, riempimenti di ambienti conterminati, immersione a mare) è importante avere un controllo sulla distribuzione finale del materiale che deve essere il più uniforme possibile. Nel caso di trasporto via mare mediante mezzo semovente può avvenire in diversi modi: si può utilizzare una gru munita di benna oppure refluire il materiale mediante metodi idraulici, per mezzo di una condotta idraulica nel caso di draga aspirante-refluente oppure con getto idraulico nel caso di draga

semovente con pozzo di carico. La strumentazione del mezzo deve essere georeferenziata per controllare in maniera certa che le operazioni siano svolte in accordo con le indicazioni progettuali.

1.3.6 Le tecnologie di dragaggio di tipo tradizionale

Come è stato illustrato nel precedente paragrafo la scelta della tecnologia di dragaggio è influenzata da molte delle caratteristiche del materiale in sito. Ad esempio: lo stato di compattazione dei sedimenti e la loro granulometria, influiscono fortemente sia sul rendimento delle draghe in termini di quantità di materiale asportato in ogni ciclo, sia sul rendimento dell'operazione di dragaggio in termini di impatto sull'ambiente circostante il sito oggetto dei lavori. La scelta dipende, quindi, da un considerevole numero di fattori, tra i quali: caratteristiche e livelli di contaminazione dei sedimenti, quantitativi di materiale da movimentare, ecosistema marino circostante le aree di dragaggio, regime correntimetrico dell'area di lavoro, destinazione d'uso del materiale, distanza dal sito di stoccaggio dei sedimenti.

Esistono un grande numero di tecnologie di dragaggio, anche molto differenti fra loro. Di seguito vengono presentate solo alcune delle tecnologie di dragaggio esistenti che sono stati divise in due macro categorie: draghe meccaniche, draghe idrauliche.

Mezzi per il dragaggio di tipo meccanico

I mezzi per il dragaggio di tipo meccanico possono essere di varie tipologie e ciascuna di queste è caratterizzata dalla presenza di una benna, di secchie o di un cucchiaio, che generano il distacco del materiale dal proprio sito naturale di appartenenza in modo tale che questo materiale possa, poi, essere sollevato in superficie. Tali mezzi impiegano, quindi, forze meccaniche per disgregare, scavare e sollevare i sedimenti, rendendo minima la quantità d'acqua estratta con il materiale. Talvolta, le draghe meccaniche lavorano in accoppiamento con bette di appoggio con la funzione di raccogliere e trasportare i sedimenti dragati.

I mezzi meccanici sono particolarmente adatte alla rimozione di materiale ghiaioso, duro o compatto. Inoltre le draghe meccaniche sono adatte per operazioni di dragaggio in aree di dimensioni limitate.

Le principali tipologie di draghe meccaniche sono le seguenti:

- Draghe a secchie (Bucket ladder dredgers-BLD);
- Draghe a benna mordente o a grappo (Grab dredgers-GD);
- Draghe a cucchiaio rovescio (Backhoe dredgers-BHD).

Draghe a secchie (Bucket ladder dredgers-BLD)

La draga a secchie, di cui uno schema è riportato in Figura 14, è uno dei più antichi mezzi per il dragaggio.

Solitamente, le draghe a secchie sono costituite da un ampio pontone rettangolare provvisto di un pozzo centrale in cui è sospesa una catenaria con struttura in acciaio; lungo la catenaria sono montate delle secchie con bordo tagliente per l'estrazione dei sedimenti dal fondale. Una volta che la singola secchia arriva in basso, questa penetra nel fondale ed il materiale ricade al suo interno (Figura 15). Con lo scorrimento della catenaria il materiale è sollevato verso la superficie e quando la secchia giunge alla sommità della catenaria, la secchia si capovolge, sversando il materiale in uno scivolo laterale. Generalmente tale scivolo convoglia i sedimenti dragati in una chiatta ormeggiata a fianco della draga. Poi, ogni secchia ritorna vuota al fondo della catenaria in modo tale che il ciclo possa ricominciare. Il dragaggio avviene lungo dei semi archi grazie all'utilizzo di verricelli.

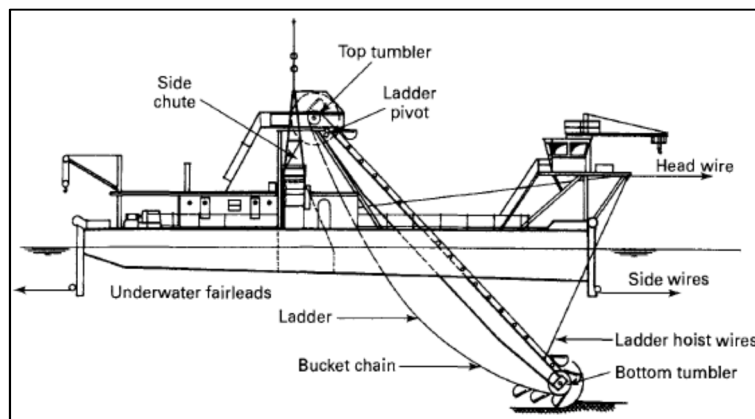


Figura 14: Caratteristiche principali di una draga a secchie (Bray et al. 1996).

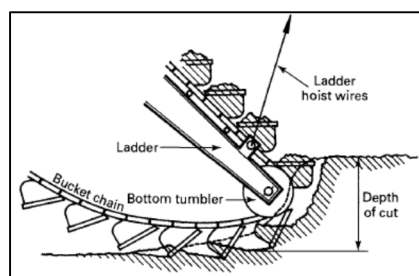


Figura 15: Dettaglio della parte finale della catenaria: le secchie arrivate a contatto con il fondale, vi penetrano e il materiale ricade al loro interno (Bray et al. 1996).

Le draghe a secchie sono in grado di svolgere attività di dragaggio in presenza di quasi tutti i tipi di materiale, da quelli più argillosi fino a quelli più sabbiosi; se, poi, sono dotate di denti taglienti possono anche essere in grado di escavare roccia tenera. La quantità di acqua che viene estratta insieme al materiale dragato con le secchie è minima; questo rappresenta un vantaggio in termini di produttività e di costi, soprattutto quando si fa riferimento al dragaggio di limo e fango.

In genere tali draghe sono stazionarie e solo in pochi casi sono di tipo semovente, quindi nella maggior parte dei casi il trasporto del materiale dragato al deposito finale avviene mediante dei mezzi ausiliari.

Le dimensioni di una draga a secchie possono essere descritte attraverso la capacità delle secchie, che può variare da 30 litri a 1200 litri a secchia. In una settimana una draga di questo tipo può estrarre tra i 10.000 m³ e i 100.000 m³, a seconda delle caratteristiche del sito e dei sedimenti da dragare. Normalmente, le profondità massime di dragaggio sono di circa 30 m e quelle minime di circa 8 m.

Le draghe a secchie sono cadute via via in disuso a causa della bassa produttività, dell'alto livello di rumorosità e anche a causa della necessità di disporre di grossi ormeggi che sono di ostacolo alla navigazione delle altre imbarcazioni. Inoltre, queste draghe hanno il difetto di provocare un'elevata risospensione del materiale nella colonna d'acqua, dal momento che l'aria intrappolata nelle secchie, durante la risalita, tende a spingere fuori parte del materiale raccolto.

In Figura 16 è riportata una foto di una draga a secchie all'opera.



Figura 16: Draga a secchie "Ajax", dotata di secchie della capacità di 700 litri, mentre lavora al Porto di Belfast (Irlanda del Nord) (Bray et al. 1996).

Draghe a benna mordente o a grappo (Grab dredgers-GD)

La draga a benna mordente o a grappo è il mezzo di dragaggio di tipo meccanico più comune ed è particolarmente utilizzata in ambiti portuali.

Essa può essere di tipo stazionario o semovente; nel caso in cui la draga è di tipo stazionario, questa è costituita da un pontone rettangolare (Figura 17), mentre nel caso in cui la draga è di tipo semovente su di essa è presente una tramoggia o una vasca di contenimento (Figura 18). Fondamentale è la presenza di una gru a cavi girevole o di un escavatore idraulico, dotati di una benna. L'operazione di estrazione consiste nell'abbassare la benna verso il fondale, farla penetrare sotto il peso proprio, chiuderla e sollevarla con il materiale asportato al suo interno, mediante la gru il materiale viene poi scaricato: se la draga è stazionaria il materiale viene scaricato su di un mezzo ausiliario come una chiatta, mentre se la draga è semovente i sedimenti dragati possono essere scaricati o nella tramoggia o nella vasca di contenimento, presenti nella draga stessa.

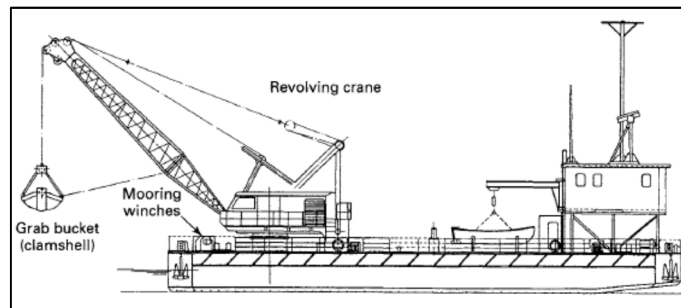


Figura 17: Caratteristiche principali di una draga a benna mordente o a grappo di tipo stazionario (Bray et al. 1996).

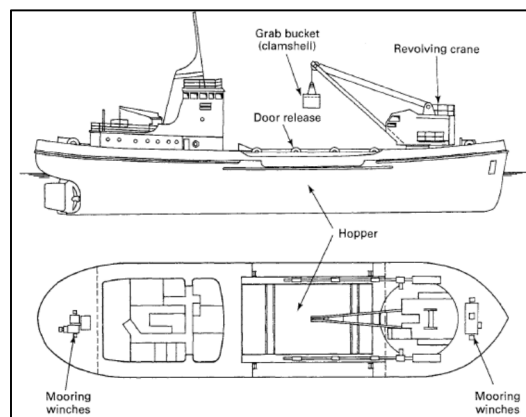


Figura 18: Caratteristiche principali di una draga a benna mordente o a grappo di tipo semovente (Bray et al. 1996).

Lo strumento di dragaggio è, quindi, una benna generalmente costituita da due valve. In realtà, molte sono le modifiche che si possono apportare alla benna, per esempio, vi sono benne con delle aperture nella parte superiore, benne chiuse ed infine benne a tenuta stagna.

Tale draga funziona in maniera ottimale in presenza di limo consolidato, argilla e sabbia sciolta, mentre le versioni più grandi e pesanti sono adatte per la rimozione dei rifiuti, di vecchi cumuli, macerie e resti simili. Le draghe a benna mordente possono anche essere utilizzate per rimuovere il materiale vicino alle banchine, negli angoli delle banchine e in bacini che sarebbero, altrimenti, di difficile accesso.

Durante le operazioni di dragaggio le draghe a benna mordente o a grappo, solitamente, sono tenute nella corretta posizione tramite ancoraggi o mediante dei pali, che penetrando nel fondale marino, assicurano la stabilità all'imbarcazione.

Le dimensioni di una draga di questo tipo possono essere descritte attraverso la capacità della benna, che può variare da circa 1 m³ a circa 20 m³. Se la draga è del tipo semovente, cioè spostandosi da un sito all'altro autonomamente trasporta il materiale dragato alla zona di ricollocazione, le sue dimensioni possono essere descritte in termini di capacità della tramoggia o della vasca di contenimento, che può variare da 100 m³ a 2.500 m³. Le imbarcazioni più piccole hanno una sola gru, ma alcune delle imbarcazioni più grandi hanno fino a quattro gru. La produttività dipende, quindi, sia dalle dimensioni delle gru sia da quella delle benne, sia dalla profondità dell'acqua nonché dal tipo di materiale e, nel caso delle draghe di tipo semovente, anche dalla distanza del sito di ricollocazione dei sedimenti dragati. La draga a benna mordente o a grappo è relativamente semplice e poco costosa e può essere impiegata anche in acque profonde, in particolare la profondità di dragaggio dipende dal tipo di gru ma l'accuratezza del dragaggio diminuisce con l'aumentare della profondità stessa (Figura 19).



Figura 19: Draga a benna mordente o a grappo "Bestla" impiegata nei lavori di dragaggio di ampliamento a Jurong Island (Repubblica di Singapore) (Bray et al. 1996).

Draghe a cucchiaio rovescio (Backhoe dredgers-BHD)

Le draghe a cucchiaio (Figura 20) sono utilizzate, principalmente, nei porti e in altre acque poco profonde, sono draghe di tipo stazionario, costituite da un pontone su cui è montato un escavatore idraulico convenzionale. L'escavatore idraulico è dotato di una benna semiaperta di dimensioni compatibili con la resistenza in sito del materiale da dragare. Questa benna si riempie compiendo un movimento in direzione della draga stessa. Generalmente, il materiale dragato è caricato in chiatte ormeggiate affianco della draga stessa. Tale draga può essere impiegata per l'estrazione di materiale compatto ed eterogeneo e permette di eseguire uno scavo con profilo relativamente omogeneo.

Le dimensioni di una draga di questo tipo possono essere descritte attraverso la capacità della benna, che può variare tra gli $0,5 \text{ m}^3$ e i 13 m^3 . Sono mezzi di uso limitato, con elevati costi di esercizio che hanno come limite il fatto di non poter raggiungere profondità troppo elevate.

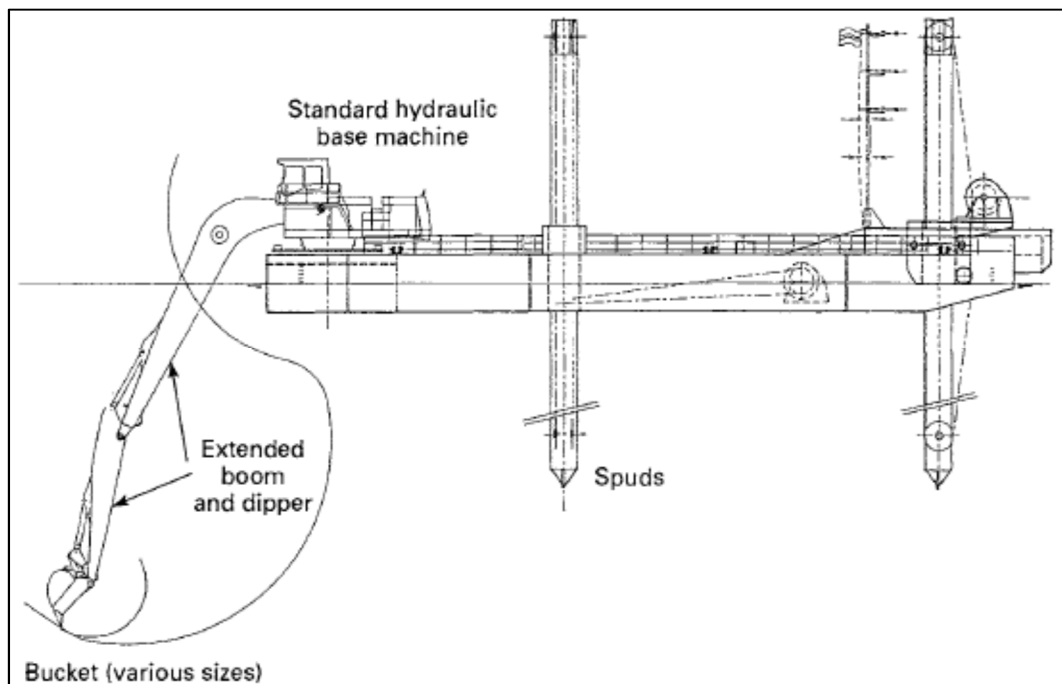


Figura 20: Caratteristiche principali di una draga a benna o a cucchiaio (Bray et al. 1996).

Mezzi per il dragaggio di tipo idraulico

I mezzi per il dragaggio di tipo idraulico prelevano il materiale dal fondale aspirandolo mediante un sistema di tubazioni collegate ad una pompa. Vari metodi possono essere impiegati per realizzare il prelievo iniziale del materiale; se il materiale è molto sciolto, la sola aspirazione può essere sufficiente, ma nel caso in cui il materiale è più compatto, può essere necessario un prelievo di tipo meccanico o l'uso di getti d'acqua. Per questo motivo il dragaggio idraulico è più adatto quando si devono estrarre materiali debolmente compattati, potendo facilmente essere tenuti in sospensione. Ad ogni modo si possono estrarre anche i materiali più grossolani, ma con un maggior consumo della pompa e delle tubazioni.

I mezzi di tipo idraulico svolgono le operazioni di dragaggio più velocemente dei mezzi meccanici ed in generale danno luogo ad una minore sospensione di materiale dal momento che una volta prelevati dalla testa aspirante, non danno luogo a fuoriuscite nella colonna d'acqua circostante durante la fase di sollevamento del materiale, ma in generale permettono un controllo meno accurato del profilo di escavo.

Il materiale estratto presenta alti quantitativi d'acqua. Il trasporto al sito di scarico avviene mediante tubazioni o tramite trasporto diretto ad opera di draghe dotate di pozzo di carico o tramite delle chiatte. Il materiale dragato, che ha perso l'originaria densità in sito, viene così sversato nel sito di scarico unitamente alla grande quantità d'acqua con cui è stato estratto.

Le principali tipologie di draghe idrauliche sono le seguenti:

- Draghe aspiranti/refluenti stazionarie (Suction dredgers-SD);
- Draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore (Cutter suction dredgers-CSD);
- Draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico (Trailing suction hopper dredgers-TSHD).

Draghe aspiranti/refluenti stazionarie (Suction dredgers-SD)

La draga aspirante/refluente stazionaria (Figura 21), tra i vari mezzi idraulici, è la tipologia più semplice. Essa è costituita da un ampio pontone dotato di una pompa e di un tubo di aspirazione con connessione ad un tubo di scarico. Alcune imbarcazioni, dotate di tecnologia più avanzata, hanno le pompe di aspirazione e di mandata separate e getti d'acqua alla bocca di aspirazione.

Il materiale dragato può essere pompato per distanze abbastanza elevate tramite l'aggiunta di pompe di rilancio nella linea. Il materiale può essere, alternativamente, caricato in chiatte ormeggiate a fianco della draga.

La draga aspirante/refluente stazionaria è utilizzata per operazioni di scavo di terreni non consolidati costituiti da sabbia o da ghiaia, il tubo di aspirazione viene, quindi, spinto verticalmente in un deposito di sabbia o di ghiaia. Se necessario si possono utilizzare dei getti d'acqua per portare la sabbia verso l'alto. Le

moderne draghe aspiranti sono in grado di estrarre la sabbia anche quando questa si trova sotto a uno strato di argilla.

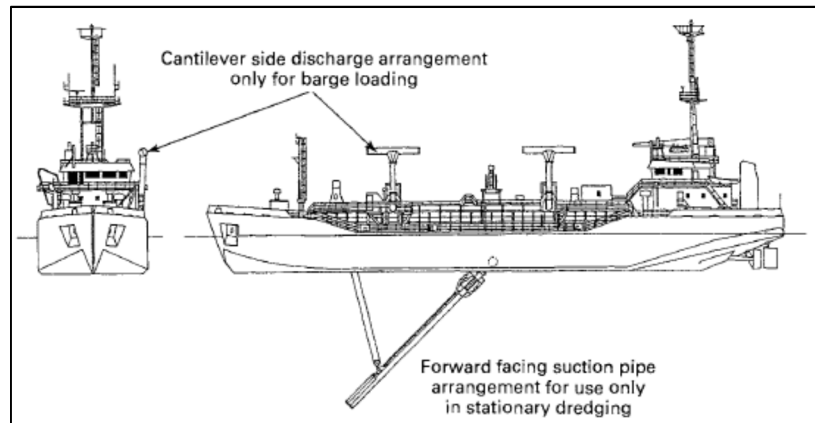


Figura 21: Caratteristiche principali di una draga aspirante/refluente stazionaria (Bray et al. 1996).

Durante le operazioni di dragaggio, la draga può essere tenuta in una posizione stabile da uno o più pali o, in acque profonde, da un complesso sistema di ormeggi che possono essere d'intralcio alla navigazione delle altre imbarcazioni.

La capacità di una draga di questo tipo può essere descritta attraverso il diametro del tubo di scarico, che può variare tra 100 mm e 1000 mm, o tramite la potenza installata. Le moderne draghe aspiranti sono in grado di recuperare materiale anche se questo si trova a grandi profondità, fino a circa 100 m. La produttività dipende molto dalla permeabilità del materiale dragato, i migliori risultati si hanno in sabbie pulite. È un mezzo molto economico quando può trasportare il materiale dragato direttamente mediante tubazioni nella zona di ricollocazione (Figura 22).



Figura 22: Draga aspirante/refluente stazionaria "ED 250 D-WJ".

Draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore (Cutter suction dredgers-CSD)

La draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore (Figura 23) lavora mediante l'utilizzo di una testa tagliente munita di appositi denti che ha la funzione di distaccare il materiale da dragare. La testa tagliente, costituita da materiali di elevata durezza, può essere di diverse tipologie (Figura 24), alcune di queste possono essere impiegate per scopi speciali, come nel caso del dragaggio ambientale. Durante l'operazione di dragaggio la testa tagliente viene mossa da argani meccanici e descrive archi semicircolari che provocano nel fondale incisioni di profondità dell'ordine della decina di centimetri. Il materiale viene, poi, captato dalla testa della tubazione aspirante e viene, successivamente, pompato a riva attraverso tubazioni o collocato su chiatte. Alcune draghe di questo tipo possono essere semoventi in modo tale da potersi spostare autonomamente al sito di collocazione finale dei sedimenti dragati. La metodologia di scarico più usata è, ad ogni modo, il pompaggio tramite condotte. Essendo le condotte vulnerabili alle onde e alle correnti e provocando un ostacolo per altre navi, queste possono essere sommerse.

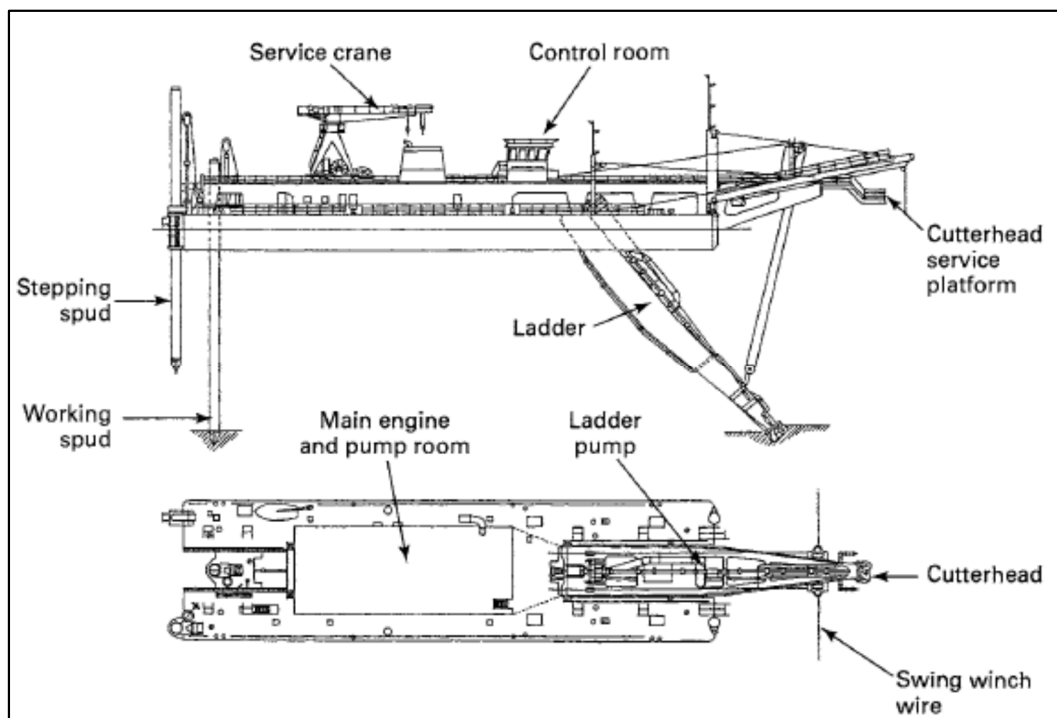


Figura 23: Caratteristiche principali di una draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore (Bray et al. 1996).

Sono propriamente utilizzate nel caso di materiali ben compattati come argille, sabbie o rocce tenere. Le grandi draghe di questo tipo sono in grado di dragare anche alcuni tipi di roccia particolarmente compatta. Inoltre, si può ottenere un profilo al fondo piuttosto omogeneo e la strumentazione moderna permette un'elevata precisione di dragaggio. Tali draghe compiono le attività di dragaggio oscillando intorno ad un punto centrale utilizzando ormeggi.

Le dimensioni di una draga aspirante/refluente con disgregatore possono essere descritte attraverso il diametro del tubo d'aspirazione, che varia tra i 100 mm e i 1.500 mm, o tramite la potenza installata. In buone condizioni e nel caso di moderne draghe automatizzate è possibile raggiungere una produzione di 500.000 m³ a settimana. In Figura 25 è riportata una fotografia di una lavorazione eseguita da una draga aspirante refluyente stazionaria.

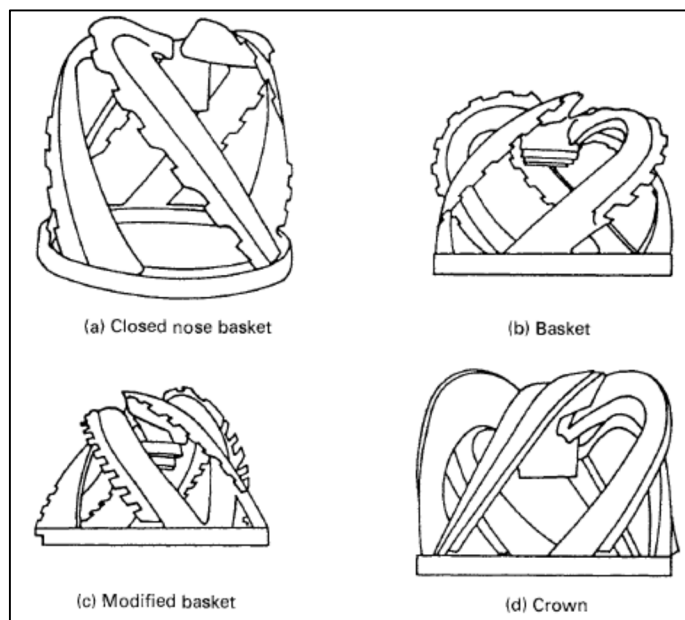


Figura 24: Esempi di varie tipologie di teste taglienti di una draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore (Bray et al. 1996).



Figura 25: Draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore “Leonardo da Vinci” durante i lavori di riempimento per la realizzazione del ponte Storebaelt (Danimarca) (Bray et al. 1996).

Draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico (Trailing suction hopper dredgers-TSHD)

Le draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico (Figura 26) sono costituite da uno scafo che si presenta come quello delle navi convenzionali, sono molto adatte alla navigazione e sono in grado di operare senza alcuna forma di ormeggio. Il materiale, sollevato attraverso tubazioni con una o più pompe, è poi caricato in una tramoggia presente all'interno dello scafo della draga stessa.

Il tubo di aspirazione termina con una testa di trascinamento, che può essere semplice o può incorporare un sistema di getti d'acqua, lame o denti per favorire il distacco del materiale dal fondale, se questo dovesse risultare particolarmente compatto. Si naviga lentamente sopra la zona da dragare riempiendo la tramoggia e si procede seguendo un percorso preciso. Una volta riempita la tramoggia, avviene il trasporto al sito finale, dove il carico può essere scaricato sia aprendo il fondo della tramoggia che mediante pompaggio in tubature

o mediante una “bocca di lancio” (Figura 27). Quest'ultima tecnica è nota come "effetto arcobaleno" ed è comunemente usato per le attività di land reclamation, di riempimento e per il ripascimento.

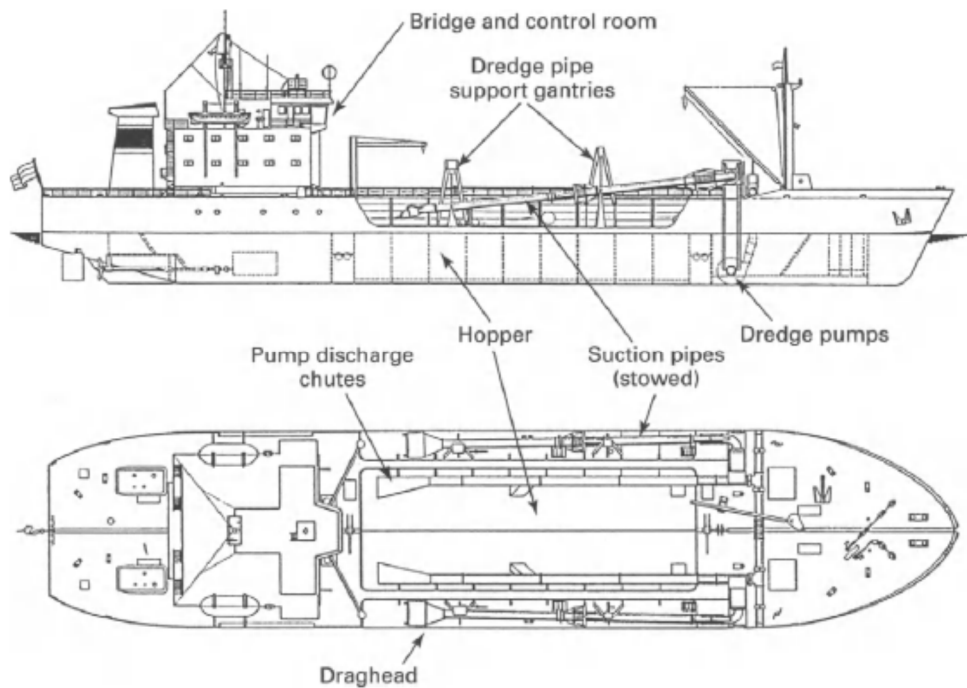


Figura 26: Caratteristiche principali di una draga aspirante semovente con pozzo di carico (Bray et al. 1996).

Questo tipo di draga viene utilizzato principalmente in fiumi, canali, estuari e in mare aperto. Sono difficili da manovrare in spazi ristretti come nei pressi di banchine e pontili. Inoltre, questa tipologia di draga può navigare autonomamente senza bisogno di rimorchiatori od ormeggi e quindi può trasportare il carico anche per grandi distanze. Esse non sono molto efficaci su materiali duri quali argille compatte, ma possono dragare roccia lavorata con disgregatore. Grazie alla loro alta velocità di lavoro e produzione sono utilizzate frequentemente nei progetti di ripascimento o creazione di terraferma e nei dragaggi di mantenimento, ma hanno comunque bisogno di fondali adeguati e di specchi liquidi di ampiezza sufficientemente grande (Figura 27).

Le dimensioni di una draga aspirante semovente con pozzo di carico possono essere descritte attraverso la capacità della tramoggia, che può variare tra poche centinaia di metri cubi a oltre 40.000 m³. Negli ultimi anni sono state realizzate tramogge sempre più grandi per consentire il trasporto di maggiori quantità di materiale.



Figura 27: Draga aspirante semovente con pozzo di carico “Alexander von Humboldt” durante i lavori di land reclamation di Palm Jebel Ali Island a Dubai (Emirati Arabi Uniti).

Altre tipologie di mezzi per il dragaggio

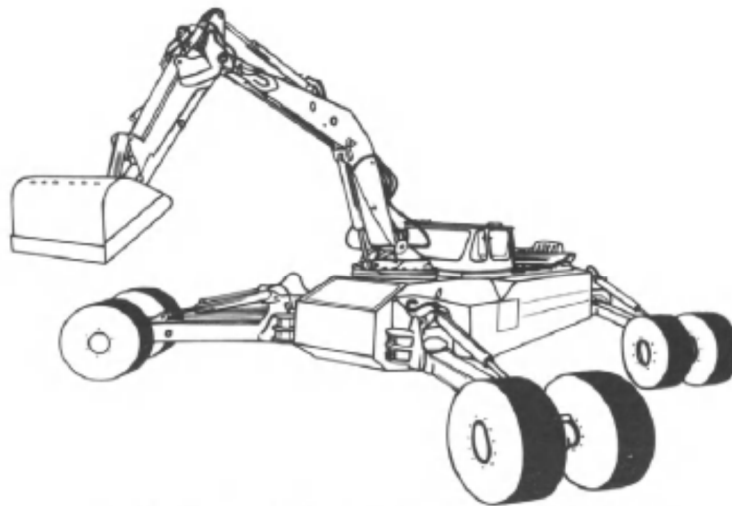
Oltre alle due tipologie di mezzi per il dragaggio descritti nei due precedenti paragrafi esistono altre tipologie di draghe, che sono particolarmente specializzate, a volte uniche ed in genere di piccole dimensioni.

La maggior parte di queste draghe sono state sviluppate per situazioni specifiche. Tra questo gruppo di mezzi per il dragaggio vi sono, per esempio, le seguenti draghe:

- Draghe anfibe (Amphibious dredgers);
- Draghe ad iniezione idraulica (Water injection dredgers-WID);

Draghe anfibie (Amphibious dredgers)

La draga anfibia è una draga, nata per essere impiegata in siti dove non possono essere esercitate importanti pressioni di carico o dove il lavoro deve essere eseguito all'interfaccia terra-acqua. Hanno la particolarità di essere in grado di muoversi o galleggiando o tramite ruote. Possono essere equipaggiati con attrezzature quali benne, secchie o cucchiaini, ma anche con unità aspiranti di tipo idraulico (Figura 28).



(c) Dredger with articulated legs (IHC Holland)

Figura 28: Esempi di draghe anfibie (Bray et al. 1996).

Draghe ad iniezione idraulica (Water injection dredgers-WID)

La draga ad iniezione idraulica è una draga semovente utilizzata principalmente per il dragaggio di manutenzione nei porti, che è nata in tempi relativamente recenti. I sedimenti sono portati in sospensione mediante l'utilizzo di idrogetti (Figura 29); in particolare, queste attrezzature gettano una grande quantità di acqua sugli strati superficiali del fondo, di conseguenza, la densità del materiale diminuisce e la parte superiore si solleva leggermente. La sospensione che si viene a creare da luogo ad una corrente di torbidità ad elevata densità rispetto l'acqua circostante. L'azione di tale draga è molto efficace quando si ha la necessità di fluidificare un materiale.

Quindi, il materiale non viene fisicamente rimosso ma semplicemente spostato in un altro posto. Particolare attenzione va posta in merito alla destinazione finale di tale corrente di torbidità. Tale sistema funziona meglio nel fango e in sabbia fine.



Figura 29: Draga ad iniezione idraulica “Jetsed” durante i lavori di dragaggio a Harwich Haven (Regno Unito) (Bray et al. 1996).

Fattori che influenzano le prestazioni del dragaggio

Le prestazioni di un'attività di dragaggio dipendono da numerosi fattori e vanno riferite a tassi di produzione istantanei e complessivi per poterne valutare l'effettiva influenza sulla produttività globale.

Questi fattori sono di grande rilevanza nella progettazione di interventi di dragaggio che mirano ad una produzione oraria molto elevata o a un'elevata qualità delle operazioni da un punto di vista ambientale.

In ogni situazione e per qualsiasi tipo di draga il tasso istantaneo di produzione dipende essenzialmente dalla natura del materiale dragato. Mentre, il tasso complessivo di produzione è fortemente influenzato da altri fattori come la forma e le dimensioni del sito dove si effettuano le operazioni, le condizioni meteorologiche e la competenza dell'equipaggio.

In alcuni casi, questi fattori possono essere maggiormente influenzati dalla natura dei sedimenti da dragare. Inoltre, l'attività di dragaggio comprende anche il trasporto del materiale dragato, sia nel caso di riutilizzo sia di smaltimento dello stesso. Quindi, anche la scelta e le prestazioni del trasporto possono avere un impatto rilevante sulle prestazioni globali e sul costo del lavoro.

La Figura 30 illustra i fattori che incidono sulle prestazioni delle draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore. Possono essere prodotti diagrammi simili per ogni tipo di draga.

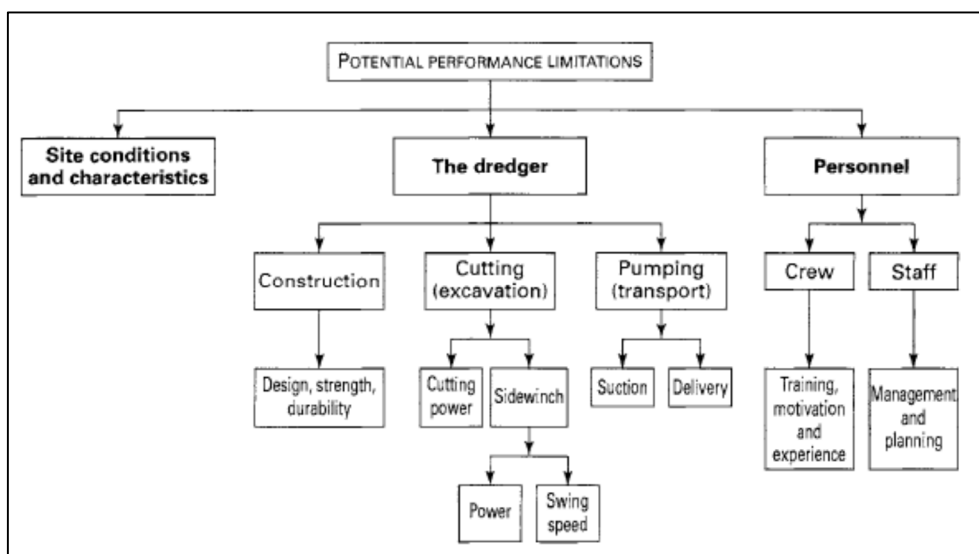


Figura 30: Fattori che incidono sulle prestazioni delle draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore (Bray et al. 1996).

I principali fattori che influenzano le prestazioni di un'attività di dragaggio sono i seguenti:

- Caratteristiche e condizioni del sito. Sono da considerare i vincoli derivanti dalla dimensione e dal funzionamento del mezzo di dragaggio in relazione alla forma e alle dimensioni del sito, la posizione del sito di deposito finale, le condizioni metereologiche, di onde e di correnti del sito durante lo svolgimento delle operazioni di dragaggio e la natura dei sedimenti o della roccia da estrarre.
- le caratteristiche della draga: la potenza e la velocità di escavo, la tipologia di testa di dragaggio in funzione del tipo di materiale da asportare, la capacità di carico e la velocità di spostamento del materiale
- il personale di bordo: l'esperienza, l'addestramento e l'organizzazione.

Di seguito saranno descritti alcuni dei fattori relativi alle caratteristiche del sito. Non viene trattata la tematica relativa al personale, tuttavia appare evidente che l'equipaggio di una draga, la gestione del sito e la pianificazione generale di un'operazione di dragaggio contribuiscono in modo significativo alla prestazione. Inoltre, le caratteristiche di resistenza e durabilità di una draga costituiscono anch'esse un ruolo importante per le prestazioni complessive, così come i fattori relativi all'impatto ambientale.

Caratteristiche e condizioni del sito

L'accesso al sito di dragaggio può avere un impatto diretto sulle dimensioni e sul tipo di draga da utilizzare. Alcuni siti, come laghi e corsi superiori dei fiumi, non possono essere accessibili a meno che la draga non sia abbastanza piccola da essere trasportato tramite veicoli o che non possa essere smantellata in un certo numero di pezzi più facilmente trasportabili.

Inoltre, vincoli di accesso possono nascere a causa della marea, che determina il momento in cui il sito di dragaggio e il sito di collocamento finale sono accessibili alla draga.

La distanza tra l'area di estrazione del materiale e l'area di deposito finale ha un'incidenza notevole sulla scelta del tipo di draga da utilizzare e sulla sua produttività. Per brevi distanze, il trasporto tramite condotte si potrebbe dimostrare il più metodo più economico. Se le distanze aumentano, il trasporto su draga o su chiatte diventa migliore per ragioni sia economiche sia pratiche. Quando le distanze sono particolarmente considerevoli, la soluzione più economica è utilizzare draghe che rimangono nel sito di estrazione e che scaricano il materiale dragato in tramogge separate per il trasporto.

La profondità iniziale nell'area di estrazione può limitare la scelta del mezzo usato per il dragaggio in termini di dimensioni e tipo. Una distinzione può essere fatta tra le draghe che sono in grado di scavare il materiale davanti ai loro scafi e quelle che sono solo in grado di scavare il materiale da sotto i loro scafi. Il primo tipo di mezzi, che include le draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore, le draghe a benna mordente e le draghe a secchie, è in grado di lavorare in acque poco profonde e di creare sufficienti profondità per l'avanzamento. Il secondo tipo di mezzi, che comprende le draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico, richiede, invece, una profondità iniziale sufficiente per lo spostamento.

Il tasso di produzione delle draghe che lavorano tramite pompe è fortemente influenzato dalla profondità dell'acqua. Con l'aumento della profondità la capacità della pompa di mantenere un'elevata concentrazione di materiale diminuisce.

La lunghezza dell'area di dragaggio è importante per le draghe che passano sopra il sito di dragaggio durante le lavorazioni. Le draghe mobili, come quelle aspiranti semoventi con pozzo di carico, hanno una bassa produttività in aree di dragaggio brevi. Più corto è il tratto maggiore è la percentuale di tempo necessario impiegato per le manovre piuttosto che il tempo impiegato per il dragaggio. In generale, le draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico sono altamente produttive per siti lunghi almeno 1000 m.

La larghezza dell'area di dragaggio è importante per le draghe che oscillano durante il funzionamento, come le draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore e le draghe a secchie. La Figura 31 illustra una draga

aspirante/refluente stazionaria con disgregatore a lato della zona di dragaggio e mostra come la larghezza del pontone limita l'oscillazione della draga. Nel caso della draga a secchie, valgono vincoli analoghi ed è importante, inoltre, l'angolazione della draga per lasciare spazio sufficiente alla chiatta. Mentre, le draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico richiedono una larghezza sufficiente per girare una volta arrivate a fine di una corsa.

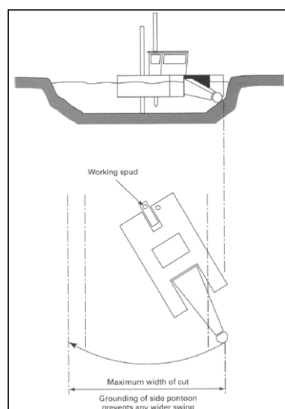


Figura 31: Spazio necessario all'oscillazione di una draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore.

La maggior parte delle draghe opera al massimo dell'efficienza quando vengono dragati strati orizzontali di materiale. Strati sottili e profili di dragaggio complessi comportano una riduzione di efficienza. Inoltre, la necessità di lavorare con estrema accuratezza può avere un effetto molto drastico sul tasso di produzione.

Le draghe che scavano tramite secchie o tramite benna diventano inefficienti quando lo spessore del materiale da dragare è insufficiente per permettere alla secchia o alla benna di essere completamente riempite. Analogamente, le draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore possono essere inefficienti quando lo spessore del materiale da rimuovere è significativamente inferiore al diametro della testa di taglio. In entrambi i casi, strati da dragare molto sottili fanno sì che la draga impieghi gran parte del tempo nelle manovre e nel movimentare gli ormeggi. In alcuni lavori, potrebbe essere conveniente dragare a una profondità maggiore di quella strettamente necessaria per ragioni economiche legate alla produttività dei mezzi.

Le draghe che operano tramite aspirazione sono più efficienti nel dragaggio di strati sottili di quelle che usano secchie. Se vi è la necessità di grande precisione, come ad esempio nel caso di alcune trincee per condotte o di fondazione, può essere opportuno utilizzare mezzi relativamente lenti rispetto a mezzi più produttivi ma meno precisi.

Condizioni del sito

Il vento rende la manovra delle imbarcazioni difficoltose, soprattutto nelle aree chiuse e per le imbarcazioni da carico (con scafo piatto). Ad esempio, l'ormeggio delle chiatte dotate di tramoggia in prossimità della draga può diventare molto complicato. In caso di vento molto forte non è consigliabile effettuare operazioni di trasporto dei sedimenti in quanto è maggiormente probabile che vi siano delle fuoriuscite accidentali del materiale.

La temperatura ha influenza sul personale e sull'efficienza delle lavorazioni meccaniche. Temperature molto alte possono richiedere alcune modifiche delle imbarcazioni al fine di mantenere l'efficienza e fornire un buon ambiente di lavoro. Temperature molto basse, se causano ghiaccio, possono creare condizioni di lavoro sfavorevoli e limitare i movimenti dei natanti.

Il comportamento di una draga sottoposta a moto ondoso dipende da numerosi fattori, come l'orientamento dell'imbarcazione rispetto alla direzione delle onde, le caratteristiche dinamiche del natante e la periodicità del moto ondoso. Questi e molti altri fattori contribuiscono all'efficienza complessiva delle operazioni di dragaggio in mare aperto.

Altri fattori correlati che possono determinare l'efficienza di lavoro, sono le condizioni del mare in cui l'equipaggio può essere messo o tolto nella draga, il periodo di avvertimento dato prima della comparsa del brutto tempo e la distanza dell'area di dragaggio da un sito al riparo.

Le draghe ormeggiate tramite pali sono particolarmente sensibili alle onde che possono portare a danni dei pali stessi, alle guide dei pali ed anche allo scafo dell'imbarcazione. Le imbarcazioni ancorate sono, generalmente, meno sensibili salvo nel caso di draghe con collegamenti rigidi al fondale da dragare come nel caso di draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore. Nel caso di draghe a benna mordente il problema del moto ondoso è aggravato dal baricentro alto che rende il natante relativamente instabile e soggetto a rollio.

Anche prima che si verifichi un danno materiale, la maggior parte delle draghe subisce una riduzione di efficienza dovuta alla mancanza di controllo del processo di scavo e una perdita intermittente di contatto tra il terreno e la benna, secchia, testa di taglio o testa di aspirazione. Nel caso di draghe idrauliche si potrebbero verificare danni alle condotte.

Le draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico sono progettate per lavorare in condizioni di mare aperto e sono le meno suscettibili a tutti i tipi di onde e di moto ondoso. Le imbarcazioni più recenti sono dotate di dispositivi di compensazione delle onde che aiutano a mantenere la draga a contatto con il fondale, ma inevitabilmente la produzione tende a ridursi con l'aumentare dell'altezza delle onde

Le correnti rendono le manovre delle draghe più difficoltose. La manovrabilità delle draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico risente solo di forti correnti. Draghe a secchie o a cucchiaio, dotate di sufficienti ancoraggi, possono lavorare con correnti fino a tre nodi. Le draghe con benna mordente sono molto sensibili alle correnti poiché queste rendono il posizionamento della benna complicato, ma nel caso di benne pesanti questo problema è meno rilevante. La draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore è sensibile alla corrente sotto due punti di vista; la pressione laterale sulla draga e la condotta. Tale draga non è adatta a lavorare in presenza di correnti superiori a due nodi.

Con l'eccezione delle draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico e di quelle ad iniezione d'acqua tutti i tipi di draghe richiedono una qualche forma di ancoraggio, sia utilizzando pali sia ancoraggi. Generalmente, più compatto è il materiale da dragare più forte deve essere l'ancoraggio. I principali problemi di ancoraggio sono in termini di tempo dal momento che possono comportare notevoli perdite di produzione. L'ancoraggio diventa un problema maggiore per tutte le draghe quando aumenta la corrente. Gli ancoraggi di una draga differiscono da quelli delle navi convenzionali in quanto sono progettati per massimizzare il potere di tenuta. Un gran numero di ancore speciali è stato sviluppato negli ultimi anni, al fine di raggiungere questo obiettivo.

Molte operazioni, soprattutto il dragaggio di manutenzione, sono effettuate in corsi d'acqua praticati. Le piccole imbarcazioni non interrompono le operazioni di dragaggio navigando sul lato del corso d'acqua o canale opposto alla draga. Tuttavia, le imbarcazioni più grandi richiedono una certa larghezza di canale per una navigazione sicura. In queste circostanze, può essere necessario interrompere, per un breve periodo di tempo, le operazioni di dragaggio. Le draghe possono essere suddivise in tre gruppi in termini di vulnerabilità a questo tipo di interruzione:

- Draghe che non richiedono ancoraggio durante le operazioni di dragaggio;
- Draghe che si ormeggiano tramite pali;
- Draghe che richiedono cavi d'ancoraggio.

La draga aspirante semovente con pozzo di carico è l'unica draga che ricade propriamente nel primo gruppo e si adatta bene a lavorare in corsi d'acqua praticati. Occasionali interruzioni si verificano, comunque, per consentire il passaggio di grandi navi ma generalmente non si perde molto tempo. Le navi ancorate, invece, possono essere di notevole ostacolo al trasporto a seconda del numero e della lunghezza dei fili di ancoraggio. Per minimizzare questo problema i cavi per il posizionamento di draghe stazionarie vengono posti in passacavi subacquei in modo che i fili siano a due o tre metri sotto il livello dell'acqua. Oltre alle draghe, devono essere considerati gli effetti delle attrezzature ausiliarie. Le chiatte che trasportano materiale dragato

dalla draga possono interferire con il traffico locale, ma anche le condotte possono costituire un serio ostacolo.

Natura dei sedimenti o della roccia da estrarre

La natura del materiale da dragare è un fattore importante nella scelta del tipo di draga. È, inoltre, sempre un fattore importante nel determinare il tasso istantaneo di produzione di una draga.

Roccia

Alcune draghe sono in grado di svolgere operazioni di escavo direttamente nella roccia, ma al crescere della durezza della roccia l'efficienza dell'escavo diminuisce rapidamente. Per il dragaggio diretto in roccia, in genere, si utilizzano draghe a cucchiaio, a secchie, a grappo e quelle aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore. Anche le draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico sono, a volte, utilizzate per dragare rocce da tenere a molto tenere. La facilità di estrazione della roccia dipende principalmente da due fattori, cioè dalla durezza e dalla struttura della roccia stessa. In roccia compatta è fondamentale la capacità della draga di penetrare nel materiale roccioso e di disgregarlo in blocchi. Se invece la roccia presenta stratificazioni e discontinuità, l'estrazione è più semplice.

Nel caso in cui, invece, si decida di pretrattare la roccia, le operazioni diventano più semplici. In questo caso si ha una prima fase di frantumazione della roccia che si dispone sul fondale e poi avviene la fase di estrazione.

Ciottoli e massi

I ciottoli e i massi sono costituiti da granuli maggiori di 60 mm di diametro e si possono trovare con frequenza in aree di origine glaciale o vulcanica. La loro estrazione non è semplice dal momento che spesso si trovano insieme a materiali di diversa natura e quindi spesso devono essere rimossi separatamente, con l'eventuale necessità di un'ulteriore attrezzatura. Le draghe idrauliche non sono adatte ad estrarre ciottoli e massi, mentre le draghe meccaniche sono le più indicate. L'efficienza delle draghe meccaniche dipende dalla dimensione della benna o delle secchie o del cucchiaio, ma anche dalla loro potenza.

Ghiaia

I fattori che influenzano l'efficienza del dragaggio di ghiaia sono principalmente la granulometria, la forma dei grani e la densità relativa. Nel caso di draghe idrauliche almeno la granulometria e la forma devono essere note in modo da poter valutare la potenza necessaria per il pompaggio. Le draghe più adatte all'estrazione di materiale ghiaioso sono quelle meccaniche.

Sabbia

Le prestazioni delle operazioni di dragaggio nel caso di sabbia dipendono principalmente dalla granulometria e dal grado di compattazione della sabbia stessa. Oltre a questi due fattori, è rilevante anche l'angolo di attrito interno del materiale; ad esempio, le sabbie molto cementate sono caratterizzate da angoli d'attrito elevati e di conseguenza sono necessarie delle elevate forze per la loro estrazione. Per il dragaggio delle sabbie si possono utilizzare tutte le draghe meccaniche e anche alcune draghe idrauliche, come la draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore.

Limi

L'estrazione dei limi generalmente non da particolari problemi. L'attenzione maggiore va posta durante il deposito del materiale a causa dell'alta percentuale di particelle fini. Si possono utilizzare la maggior parte delle draghe senza particolari inconvenienti.

Argille

L'argilla ha un comportamento estremamente variabile a seconda della sua composizione specifica e della capacità di trattenere l'acqua. Per quanto riguarda il dragaggio, l'argilla potrebbe dare problemi come, ad esempio, creare degli intasamenti nelle condotte o il fatto di rimanere in adesione alle superfici di benne, secchie e cucchiai.

Torba e materiale organico

La torba e il materiale organico possono essere rimossi ad esempio da draghe a secchie o draghe a benna mordente. Anche da draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore sono in grado di dragare tale materiale, ma qualsiasi gas presente nel terreno ridurrà l'efficienza del sistema di dragaggio se non è stato installato un sistema di degassificazione. La draga aspirante semovente con pozzo di carico potrebbe essere in grado di svolgere tale dragaggio ma con basse prestazioni.

1.4 Il progetto di dragaggio in Siti di Bonifica di Interesse Nazionale (S.I.N.)

I siti di interesse nazionale (SIN) ai fini della bonifica, sono individuati in accordo con quanto riportato nell'Art. 252, comma 1, del D. Lgs. n.152/2006 e cioè in relazione alle caratteristiche del sito, alle quantità e pericolosità degli inquinanti presenti, al rilievo dell'impatto sull'ambiente circostante in termini di rischio sanitario ed ecologico, nonché di pregiudizio per i beni culturali ed ambientali.

I fattori che sono valutati nell'individuazione di un S.I.N. sono:

- l'elevato rischio sanitario ed ambientale che deriva dal rilevato superamento delle concentrazioni soglia di rischio in ragione della densità della popolazione o dell'estensione dell'area interessata;
- un rilevante impatto socio economico causato dall'inquinamento dell'area;
- la contaminazione deve costituire un rischio per i beni di interesse storico e culturale di rilevanza nazionale;
- l'insistenza, attualmente o in passato, di attività di raffinerie, di impianti chimici integrati o di acciaierie;
- i siti interessati da attività produttive ed estrattive di amianto.

In caso di aree SIN marine costiere, qualora si decida di ricorrere al dragaggio per la messa in sicurezza dell'area, per il progetto di dragaggio si fa riferimento a sistemi legislativi e normativi specifici, differenti da quelli vigenti per i siti ordinari, che disciplinano la caratterizzazione dei sedimenti da dragare, la gestione dei sedimenti dragati, le tecnologie da utilizzare e le procedure da seguire durante le fasi di escavo.

Se il livello di contaminazione dei sedimenti marini di alcuni siti è particolarmente elevato, l'operazione di dragaggio comporta rischi di contaminazione per le matrici ambientali circostanti connesse con la risospensione dei sedimenti. Per tale ragione bisogna ricorrere a tecnologie per l'asportazione dei sedimenti che garantisca elevati standard in termini di torbidità, perdite, concentrazione in solido del materiale dragato.

Inoltre, è importante che la tecnologia permetta un'asportazione quanto più selettiva possibile dei sedimenti: non tutti i sedimenti, infatti, sono caratterizzati dallo stesso grado di contaminazione, pertanto sarà necessario che l'attrezzatura di dragaggio sia dotata di elevata precisione. Infine, è preferibile una tecnologia in grado di minimizzare il contenuto liquido dei sedimenti asportati: i reflui in eccesso, infatti, vanno trattati prima di poter essere riutilizzati o scaricati.

Le operazioni di dragaggio ambientale sono regolamentate dal D.M. 15 Luglio 2016, n. 172, *“Regolamento recante la disciplina delle modalità e delle norme tecniche per le operazioni di dragaggio nei siti di interesse*

nazionale[...]”; la caratterizzazione dell’area è da effettuare ai sensi del Decreto Ministeriale 07/11/2008. In base ai risultati della caratterizzazione, l’art. 5 e l’art. 5-bis della legge del 28 gennaio 1994 n.84 definiscono quali sono le opzioni di gestione possibili dei sedimenti caratterizzati.

L’art. 3 del D.M. 172 del 2016, definisce cosa il progetto di dragaggio deve contenere:

- i risultati della caratterizzazione dell’area da dragare, ai sensi del d.m. 07/11/2008;
- l’individuazione geografica dell’area da dragare;
- le metodologie prescelte per l’intero processo di gestione, dal dragaggio fino alla collocazione o al riutilizzo finali, secondo le indicazioni dell’allegato A al decreto stesso, ed il cronoprogramma delle attività;
- i metodi e le misure precauzionali previste per la limitazione degli effetti attesi sull’ambiente circostante;
- il piano di monitoraggio previsto per l’intero processo di movimentazione del sedimento;
- modalità di verifica dei fondali dragati;
- modalità di gestione dei sedimenti a terra;
- se previste, il progetto di costruzione delle strutture di contenimento destinate ad accogliere il materiale dragato.

Nell’Allegato A al decreto sono riportate anche le indicazioni per le vari fasi del dragaggio, in particolare per quanto riguarda:

- I dragaggi ambientali;
- Il trasporto del materiale dragato;
- La collocazione del materiale dragato
- Le misure di mitigazione da predisporre nelle varie fasi
- I monitoraggi da effettuare prima, durante e successivamente le operazioni.

1.4.1 Il progetto di dragaggio e la caratterizzazione delle aree da dragare

Il Decreto del Ministero dell’Ambiente del 07 novembre 2008 *“Disciplina delle operazioni di dragaggio nei siti di bonifica di interesse nazionale ai sensi dell’art. 1 comma 996 della legge 27 dicembre 2006, n°296”* stabilisce i criteri e le metodologie per le analisi da effettuare nel sito prima del dragaggio in modo da poter

caratterizzare i materiali ai sensi dell'art. 5 commi 11-ter e 11-quater e dell'articolo 5-bis, comma 2, della Legge n°84 del 1994.

Secondo il decreto, gli elementi minimi che il progetto di dragaggio deve contenere sono: i risultati della caratterizzazione delle analisi del materiale da dragare; le tecniche idonee per la rimozione ed il trasporto dei materiali; le modalità per l'immersione in mare per formare terrapieni costieri, per il ripascimento degli arenili o per il conferimento in strutture di contenimento.

Inoltre, viene regolamentata la procedura di miscelazione fra sedimenti di qualità migliore con sedimenti che presentano superamenti del limite di pericolosità individuati in Allegato D, parte IV del D. Lgs. n. 152/2006 nelle diverse possibilità di gestione previste.

Il D.M. 172/2016 determina, inoltre, la procedura di verifica dei fondali marini dragati, per valutare i limiti di concentrazione degli inquinanti che superano la concentrazione delle soglie di livello di intervento.

L'allegato A al Decreto definisce i metodi e i criteri per la caratterizzazione dei sedimenti portuali da sottoporre ad attività di escavo. Tali disposizioni si applicano ai sedimenti marini che si trovano all'interno dei SIN. La strategia indicata per la caratterizzazione prevede:

- la raccolta di informazioni disponibili su ambiente e territorio circostanti,
- la formulazione del modello concettuale di dispersione e migrazione degli inquinanti dalle fonti individuate ai differenti comparti ambientali;
- l'esecuzione di una batimetria aggiornata dei fondali marini;
- l'esecuzione di indagini finalizzate all'individuazione di eventuali residui bellici.

Lo schema di campionamento coincide con quello visto in precedenza nell'allegato al D.M. n. 173 del 2016, per il percorso di caratterizzazione completo. È prevista una distribuzione uniforme dei sondaggi secondo uno schema di maglie di:

- 50x50 metri, nelle aree vicino ai manufatti o in zone dove sono indicati elementi di criticità, sulla base del modello concettuale;
- 200 x 200 metri nell'ambito delle imboccature portuali nelle zone esterne al porto ad esso adiacenti;
- 100 x 100 metri in tutte le altre aree.

La profondità di campionamento minima deve essere superiore di 50 cm allo spessore di sedimento da dragare (approssimato già per eccesso ai consecutivi 50 cm), e comunque mai inferiore ai 2 metri (a meno della presenza di fondi duri che impediscano la penetrazione dello strumento). Al esempio nel caso di

asportazione dei primi 50 cm, la caratterizzazione dovrà essere estesa fino alla profondità di 2 metri; nel caso di dragaggio di 1,70 metri, si dovrà campionare il sedimento fino ad una profondità di 2,5 metri.

I primi 2 metri dovranno essere divisi in 4 sezioni consecutive di sedimento (una ogni 50 cm), per carote di maggiore lunghezza, dopo i 2 metri, si dovranno individuare sezioni di 50 cm per ogni metro di lunghezza. Nel caso la carota mostri un evidente cambio di strato dovranno essere analizzate due sezioni da 50 cm ogni metro lineare.

La metodica di campionamento prevede l'utilizzo di un rivestimento interno (liner) al carotiere in polietilene inerte, polipropilene o policarbonato, di estensione pari alla lunghezza del campionatore utilizzato, al fine di garantire il prelievo di sedimento indisturbato. Per lo stesso motivo, non è consentito l'utilizzo di fluidi o fanghi di circolazione.

Nell'allegato sono anche individuate le analisi fisiche, chimiche e microbiologiche da eseguire su ogni campione prelevato. La validità delle analisi è pari ad un massimo di 3 anni, a meno del verificarsi di eventi naturali che si ritiene abbiano potuto modificare la situazione preesistente.

1.4.2 Opzioni di gestione secondo la Legge n. 84 del 1994

La definizione delle metodologie di gestione dei materiali che saranno soggetti alle operazioni di dragaggio è eseguita in riferimento all'articolo 5, comma 11-ter a 11-quater, ed all'art.5-bis comma 2, della legge n.84 del 28/01/1994. Sono definite differenti opzioni di gestione possibili in base alla caratterizzazione effettuata che vengono riportate di seguito.

- È possibile la reimmissione o il refluento nei corpi idrici dai quali provengono o possono essere utilizzati per il rifacimento degli arenili, per formare terreni costieri o nelle attività di capping “[...] *qualora presentino, all'origine ovvero a seguito di trattamenti aventi esclusivamente lo scopo della rimozione degli inquinanti, ad esclusione dei processi finalizzati alla immobilizzazione degli inquinanti stessi, caratteristiche fisiche, chimiche e microbiologiche idonee con riferimento al sito di destinazione, e non presentino positività ai test eco-tossicologici [...]*” ;
- possono essere destinati a impiego a terra “[...] *qualora presentino, all'origine o a seguito di trattamenti aventi esclusivamente lo scopo della desalinizzazione ovvero della rimozione degli inquinanti, ad esclusione quindi dei processi finalizzati alla immobilizzazione degli inquinanti stessi, livelli di contaminazione non superiori a quelli stabiliti nelle colonne A e B della Tabella 1 dell'allegato 5 alla parte IV del decreto legislativo 3 aprile 2006, n. 152, in funzione della destinazione d'uso e qualora risultino conformi al test di cessione*”;

- possono essere destinati a refluimento all'interno di casse di colmata, di vasche di raccolta, o comunque in strutture di contenimento o di conterminazione realizzate con l'applicazione delle migliori tecniche disponibili con caratteristiche tali da garantire l'assenza di rischi per la salute e per l'ambiente *"[...] qualora risultino non pericolosi all'origine o a seguito di trattamenti finalizzati esclusivamente alla rimozione degli inquinanti, ad esclusione quindi dei processi finalizzati alla immobilizzazione degli inquinanti stessi quali solidificazione e stabilizzazione [...]"*.

Inoltre viene specificato che, sempre in base ai risultati della caratterizzazione:

- l'area o le aree interessate vengono escluse dal perimetro del sito di interesse nazionale *"[...] qualora risultino caratterizzati da concentrazioni degli inquinanti al di sotto dei valori di riferimento specifici definiti in conformità ai criteri approvati dal Ministero dell'ambiente e della tutela del territorio e del mare [...] previo parere favorevole della conferenza di servizi, [...]"*
- *"qualora i livelli di concentrazione dei contaminanti nei sedimenti eccedano i limiti di pericolosità definiti dal D.M. 7/11/2008, per le operazioni di deposito trasporto e trattamento del materiale si farà riferimento al regime dei rifiuti trattato nella Parte IV del D.M. 3 Aprile 2006, n. 152."*
- *"[...] le acque reflue derivanti dalle operazioni di dragaggio e di trattamento dei sedimenti potranno essere scaricate in mare nel rispetto dei parametri individuati dalla Tabella 3 Allegato V Parte III del D.Lgs 152/2006; il trattamento finalizzato al reimpiego delle acque reflue in ambito agricolo o industriale è regolato dai valori di soglia individuati dal D.Lgs 185/2003."*

1.4.3 Dragaggi Ambientali

Il Decreto Ministeriale n.172 del 2016, definisce le modalità di esecuzione e i requisiti specifici del dragaggio ambientale da utilizzare nell'ambito delle aree portuali e marino costiere nei Siti di Interesse Nazionale. I requisiti fondamentali per un dragaggio ambientale risultano essere:

Elevata selettività e precisione nel posizionamento della strumentazione e nel taglio;

- Prevenzione e limitazione della dispersione di materiale;
- Prevenzione e limitazione dell'aumento di torbidità della colonna d'acqua e della dispersione di contaminanti;
- Incremento della concentrazione del materiale dragato;
- Sicurezza degli operatori e dell'ambiente circostante;
- Piano di monitoraggio ante operam, in opera e post operam.

Tecnologie per il dragaggio ambientale

La scelta della tecnologia di dragaggio ambientale più idonea al sito in esame è funzione della preventiva caratterizzazione dei sedimenti secondo le direttive proposte dalla normativa e sopra citate. Sebbene tutti i materiali possano essere dragati con l'impiego della giusta attrezzatura, il dragaggio ambientale interessa, a meno di detriti o massi o particelle di legno, sedimenti contaminati generalmente associati a materiali di recente deposizione, dotati quindi di una bassa resistenza a taglio ed una buona dragabilità. Nell'ambito di un dragaggio ambientale il vero problema è quello di evitare la risospensione indotta dalle strumentazioni, porre attenzione al trasporto, al trattamento e allo smaltimento dei materiali dragati e dei reflui di dragaggio.

I requisiti fondamentali per un dragaggio ambientale risultano essere:

- Elevata selettività e precisione nel posizionamento della strumentazione e nel taglio;
- Prevenzione e limitazione della dispersione di materiale;
- Prevenzione e limitazione dell'aumento di torbidità della colonna d'acqua e della dispersione di contaminanti;
- Incremento della concentrazione del materiale dragato;
- Sicurezza degli operatori e dell'ambiente circostante;
- Piano di monitoraggio ante operam, in opera e post operam.

Draghe meccaniche di tipo ambientale

Le tecnologie comunemente impiegate nell'ambito di dragaggi meccanici ambientali, ovvero laddove sia necessaria la rimozione di sedimenti contaminati, sono ottenute dalle tipologie già descritte nell'ambito di dragaggi ordinari mediante l'adozione di particolari costruttivi, finalizzati principalmente ad evitare dispersione di materiale nella colonna d'acqua e l'aggiunta di acqua al materiale dragato, che dovrebbe essere adeguatamente trattata.

Nei sistemi di rimozione meccanica l'aspetto fondamentale per la minimizzazione degli impatti ambientali è costituito dal grado di riempimento (della benna, del cucchiaio o delle secchie): questo, infatti, non deve essere eccessivo per evitare fuoriuscite e perdite di materiale, né basso, per limitare il contenuto d'acqua dei sedimenti dragati e quindi la difficoltà di gestione nelle fasi successive la movimentazione.

Di seguito si riporta una descrizione delle principali tipologie di draghe meccaniche ambientali.

Draga a cucchiaio rovescio (Backhoe dredgers –BHD)

La torbidità è causata dalla risospensione del materiale a seguito del contatto della benna con il fondale, dalla perdita di materiale dalla benna nella fase di risalita del cucchiaio, dal lavaggio del materiale rimasto attaccato alla benna.

Le modifiche di tipo ambientale su questo tipo di draga prevedono la disposizione di una guaina di chiusura del cucchiaio, che limiti al minimo il contatto tra il materiale movimentato e la colonna d'acqua nella fase di risalita. Esiste anche un altro tipo di cucchiaio, chiamato ECOBUCKET, che consente di dragare strati sottili garantendo elevata densità dei sedimenti e minimi livelli di torbidità; in particolare, questo cucchiaio è provvisto di una visiera girevole azionata da due pistoni idraulici, che chiude il cucchiaio prima della risalita verso la superficie(Figura 32).



Figura 32: Ecobucket.

Draga a benna mordente Cable arm bucket

Altra tipologia di draga appartenente alla categorie delle draghe a benna mordente è la *Cable arm bucket* (Figura 33). È costituita da una benna dotata di apertura, taglio e chiusura controllati da due cavi in acciaio. Un cavo regola l'apertura della benna sfruttando quattro catene distanziatrici, l'altro, invece, regola la chiusura ed il sollevamento della benna. La benna è collegata ad una gru per mezzo di una catena che ne garantisce l'allineamento.

Nella fase di discesa della benna verso il fondale, delle bocchette su ciascuna delle piastre laterali vengono aperte per consentire all'acqua ed all'aria di fuoriuscire, diminuendo così la pressione dell'acqua. Le piastre laterali raggiungono un'apertura di circa 180° e grazie all'azione del perno galleggiante producono un taglio rettangolare; in questo modo è risolto il problema dell'effetto buca di un secchio convenzionale.

Per adattare questa tipologia di draga ai dragaggi ambientali, sono state sviluppate ed implementate soluzioni per aumentarne l'efficienza. In particolare, è possibile riassumere le principali caratteristiche di un Cable arm bucket nel seguente elenco:

- Benna alleggerita: grazie all'impiego di acciai ad alta resistenza e alla rimozione di contrappesi è stato ottimizzato il peso della benna rispetto ad una di tipo convenzionale;
- La risospensione indotta dall'avvicinamento della benna al fondale, e la torbidità dovuta a perdite di materiale in fase di risalita, sono evitate grazie alla presenza di prese d'aria su ogni piastra che si aprono in discesa e chiudono automaticamente in fase di risalita;
- La benna può essere equipaggiata di sensori computerizzati e dispositivi di acquisizione dati nella parte interna delle piastre laterali. Tra i dati che possono essere registrati in tempo reale durante il movimento della benna nella colonna d'acqua il pH, temperatura, conducibilità, solidi sospesi totali (TSS). La benna può, inoltre, essere munita di un sistema di posizionamento che consente all'operatore di disporre dati sulla profondità a cui si trova la benna in acqua e quanto sia penetrata sul fondale, la rotazione e la mappatura dell'area di destinazione;
- L'acqua presente nella miscela sedimento-acqua prelevata dalla benna, può, in fase di risalita, drenare attraverso le aperture delle piastre laterali, favorendo un incremento del rapporto acqua/solido;
- Nella fase di scarico della benna una lieve strato di materiale potrebbe rimanere attaccato alla superficie interna: questo, nella successiva fase di discesa, potrebbe causare torbidità della colonna d'acqua, motivo per cui la benna può essere equipaggiata con vibrator pneumatici che facilitano la fuoriuscita del materiale. Inoltre, prima del taglio successivo, è buona norma eseguire un ciclo di lavaggio della benna per rimuovere definitivamente il materiale contaminato rimasto all'interno.

L'accuratezza nell'esecuzione del taglio e quindi l'efficacia del Cable Arm's bucket dipendono sensibilmente dall'esperienza e dalla qualifica dell'operatore.

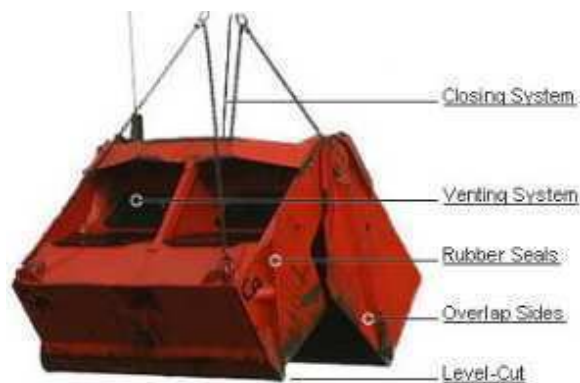


Figura 33: Cable Arm's Environmental Clamshell.

Draghe idrauliche di tipo ambientale

Le draghe idrauliche, per loro natura, non sono dotate dei requisiti necessari all'esecuzione di un dragaggio ambientale. Tale affermazione muove dalle due seguenti considerazioni:

- L'impiego di una draga di tipo idraulico prevede l'aggiunta di importanti volumi di acqua ai sedimenti in fase di rimozione; conseguenza di ciò sono le difficoltose ed onerose fasi di gestione del materiale movimentato, che, in termini di densità, si trova in uno stato molto diverso da quello che aveva in sito;
- Le teste disgregatrici di draghe idrauliche sono responsabili di un notevole incremento di torbidità nella colonna d'acqua.

Nel dettaglio, si riporta una breve descrizione degli svantaggi delle principali tipologie di draghe idrauliche nell'ambito di un dragaggio di tipo ambientale.

- Draghe aspiranti/refluenti stazionarie (SD): se la torbidità indotta dal trascinamento della tubazione sul fondale non è eccessivamente elevata, questo tipo di draghe tendono ad eseguire profili di dragaggio irregolari; il processo di aspirazione, infatti, risulta difficilmente controllabile.
- Draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore (CSD): la rotazione della testa dragante causa una notevole risospensione di sedimenti e lasciano in sito un lieve strato di sedimento movimentato e non rimosso dal sistema di aspirazione;
- Draghe aspiranti semoventi con pozzo di carico (TSHD): sebbene consentano una maggiore accuratezza rispetto alle altre draghe e una minore torbidità indotta dalla testa dragante, la massimizzazione del contenuto solido del carico del pozzo richiede il prolungamento del processo

di dragaggio, anche a seguito del riempimento del pozzo; questo provoca la fuoriuscita (overflow) del materiale in eccesso, prevalentemente costituito da acqua ricca in solidi in sospensione.

Ciò nonostante, la sempre maggiore richiesta di interventi di dragaggio ambientale ha portato allo sviluppo ed all'implementazione di tecnologie ambientali di tipo idraulico.

Disc bottom dredger o Environmental disc cutter

Draga di tipo stazionario dotata di un disgregatore a tamburo, con fondo piatto e chiuso, regolabile sia in senso longitudinale sia trasversale, e con un rivestimento verticale mobile che consente di adattare la testa fresante allo spessore dello strato di sedimenti da dragare. In questo modo si consente un'operazione di dragaggio accurata e selettiva (precisione di taglio fino a 10 cm), con minima dispersione di materiale e minima produzione di torbidità. A bordo della draga è installato un sistema di de gassificazione che ha la funzione di impedire fenomeni di cavitazione ed aumentare la densità del materiale rimosso. Il circuito di tubazioni e refluento è completamente chiuso, il che garantisce una maggiore sicurezza per gli operatori a bordo della draga.

Sebbene la Disc bottom dredger rappresenti una tecnologia ottimizzata per dragaggi ambientali, è comunque una draga di tipo idraulico, il che implica l'aggiunta di acqua per le operazioni di aspirazione e pompaggio. Rispetto alle draghe tradizionali ha una produttività inferiore, giustificata dalla limitazione della torbidità in ingresso del disgregatore con cofano rotante, dalla variazione dei giri della pompa in funzione dell'apporto di acqua aggiuntiva, dall'attenzione posta sul controllo delle operazioni piuttosto che sull'ottimizzazione della produzione. Il tasso di produzione si attesta attorno ai 500 m³/ora.



Figura 34: Disc bottom dredger (Dotto 2013).

Sweep dredger

È una draga dotata di una speciale testa dragante, munita di una visiera regolabile orizzontalmente e verticalmente. Il continuo controllo dell'apertura della bocca di aspirazione consente di ottimizzare il processo in funzione dello spessore dello strato da rimuovere e del quantitativo dell'acqua in eccesso in ingresso. Tali sistemi di controllo insieme ai sistemi di monitoraggio installati sulla draga consentono di realizzare un processo ottimale, quindi un profilo di dragaggio accurato, alta densità del materiale rimosso e minimo incremento della torbidità e di produzione di *spill* (materiale smosso ma non aspirato lasciato in situ). In particolare, il ridotto incremento della torbidità è connesso alla quasi completa eliminazione dell'agitazione e alimentazione di acqua per il trasporto idraulico che avviene al di fuori della bocca di aspirazione.

La possibilità di regolare la visiera e la possibilità di regolare continuamente il taglio, fanno in modo che non vi siano porzioni di materiale che resti al di sopra della piastra.

La regolazione della bocca di aspirazione in base al materiale da movimentare, consente l'aspirazione dei sedimenti con la stessa densità che hanno in situ.

Il circuito idraulico di cui si avvale la Sweep dredger è chiuso e consente pertanto un ottimo grado di sicurezza in relazione al contatto umano con il materiale contaminato.

La produzione nominale è variabile in funzione dello spessore dello strato da rimuovere: con uno spessore utile di 50 cm la produzione è di circa 1000 m³/ora, mentre diminuisce lievemente con strati di spessore inferiore a causa della variazione della velocità di dragaggio. È mostrato un impianto dei sweep dredger in Figura 35.



Figura 35: Sweep dredger.

Scoop dredger

È simile ad una classica draga aspirante stazionaria munita di disgregatore, ma dotata di una testa di dragaggio appositamente ottimizzata per l'asportazione del materiale con densità prossima a quella che ha in situ. Il particolare profilo della pompa di aspirazione consente, oltre ad ottimi livelli di densità dei sedimenti rimossi, una ridotta produzione di torbidità, fondamentale nell'ambito di un dragaggio ambientale. Le concentrazioni di materiali rimossi possono superare facilmente l'80 %, rispetto alle usuali concentrazioni di altre tipologie di draghe che si attestano sul 20 %.

L'elevata computerizzazione della draga consente lo svolgimento delle operazioni in modo pressoché automatico, ottimizzandone così la produzione, allo scopo di ottenere una superiore concentrazione della miscela, garantire una elevata precisione nel taglio, ridotta torbidità e per evitare o comunque limitare la risospensione del materiale contaminato.

I tassi di produzione di una Scoop dredger nel dragaggio ambientale è di circa 1000 m³/ora, con una accuratezza e selettività dell'ordine di 10 cm ad una profondità di 15 m. In termini di sicurezza per gli operatori non vi sono problemi poiché il circuito è chiuso e non possono esservi contatti tra gli operatori ed il materiale dragato. Tuttavia, l'aspetto negativo è legato alle operazioni di dragaggio su strati molto sottili per i quali la tecnologia non permette di limitare le quantità di acqua aggiunti al materiale (Figura 36).



Figura 36: Scoop dredger.

Environmental auger dredger

Simile ad una normale draga aspirante stazionaria, è munita di una ruota che, collegata ad una coclea, ha la funzione di direzionare quest'ultima che costituisce la vera e propria testa dragante. La coclea è appositamente studiata per ridurre i fenomeni di torbidità e le perdite di materiale: è dotata, per tale scopo, di eliche dirette in maniera simmetrica verso il centro, di un tetto protettivo in acciaio e di un grembiule

flessibile di chiusura. La coclea dirige il materiale verso il centro, dove la bocca di aspirazione dirige il materiale verso la pompa che poi lo invierà lontano. La dimensione del taglio eseguibile è variabile dai 2 a 14 metri, in funzione della lunghezza della coclea.

La possibilità di eseguire tagli di dimensione ridotta ha reso tale draga di largo impiego nel risanamento di acque interne e di piccoli laghi.

Un sistema di controllo automatizzato e computerizzato consente il monitoraggio e l'ottimizzazione delle operazioni di asportazione dei sedimenti, e un sistema di de gassificazione prevengono la cavitazione favorendo la massima densità della miscela. La precisione è di gran lunga superiore rispetto ad una normale draga aspirante-refluente ed è dell'ordine di 10 cm. Il sistema di posizionamento ad elevata precisione, in particolare, garantisce la rimozione solo degli strati di sedimento contaminato; la riduzione dell'accuratezza in corso d'opera può essere dovuta ad una brusca variazione della dimensione dello strato da rimuovere, che non consente una immediata sostituzione della coclea con una di dimensioni più adatte. Per questo motivo, un'attenta indagine e mappatura nella fase precedente il dragaggio sarà fondamentale per la scelta delle dimensioni della coclea.

La produttività, funzione delle dimensioni della coclea e in ogni caso inferiore a quella di una draga stazionaria a disgregatore di caratteristiche simili, risulta raggiungere un massimo dell'ordine dei 500 m³/ora (Figura 37).



Figura 37: Environmental auger dredger.

Scraper dredger

Draga munita di una larga catena continua di lame di taglio che raschiano gli strati superiori di sedimenti lungo un piano inclinato; il materiale viene così inglobato e successivamente prelevato tramite un contenitore per il trasporto. In corrispondenza dell'estremità del raccoglitore è posizionata una vite di Archimede che convoglia il materiale scavato ad alta densità verso la pompa di aspirazione, centrifuga o volumetrica. La scelta dell'una o dell'altra pompa è funzione della densità con la quale si movimenterà il materiale: la pompa volumetrica è particolarmente efficace nella rimozione dei sedimenti con la stessa densità che questi hanno in situ.

I vantaggi che la Scraper dredger offre nei confronti dei criteri ambientali sono:

- precisione: dell'ordine dei 5 centimetri, è garantita dal tecnologia di taglio meccanico. Il bordo tagliante, infatti, può essere posizionato con elevata precisione e può essere tenuto alla stessa profondità durante l'intero ciclo di dragaggio, garantendo così una superficie di taglio omogenea;
- risospensione: risulta molto limitata grazie al fatto che la catena ruota in direzione opposta a quella di una tradizionale draga a secchie; in questo modo il materiale movimentato viene immediatamente posto in un contenitore chiuso, minimizzando il contatto con la colonna d'acqua;
- selezione: la movimentazione può essere eseguita per strati orizzontali mantenendo il bordo tagliante sempre in direzione orizzontale;
- diluizione: non è prevista l'aggiunta di acqua nelle fasi di taglio e di trasporto verticale, mentre ne è richiesta nella fase di trasporto orizzontale generalmente eseguito per mezzo di pompe idrauliche;
- produzione: il tasso di produzione risulta piuttosto limitato ed inferiore rispetto alle draghe idrauliche precedentemente citate; con l'impiego di pompe centrifughe è possibile raggiungere rendimenti dai 50 a 200 m³/ora, mentre si passa a circa 100 m³/ora nel caso di utilizzo di pompe volumetriche.

Pneumatic dredgers

È uno dei sistemi ritenuto fra i più affidabili per il controllo della risospensione dei sedimenti nell'ambito del dragaggio ambientale. Il sistema di dragaggio consiste nella movimentazione, tramite cavo sul fondale, della testa di dragaggio in direzione verticale o orizzontale, ad opera di un pontone semovente o di una imbarcazione.

La peculiarità di questa tipologia di mezzi di dragaggio è costituita dall'assenza di parti rotanti o altri meccanismi a contatto con la miscela da pompare. L'impianto è formato da:

- Corpo di presa costituito da serbatoi, in genere sono dei cilindri fissi dotati di valvole di ingresso e di mandata. Il materiale è catturato tramite un prolungamento che si sceglie in funzione delle caratteristiche del materiale da dragare e del fondale.
- Una pompa a vuoti che crea la depressione all'interno del serbatoio.
- La pompa che può essere dotata di tubi di aspirazione o di pale disgreganti e livellanti
- Distributore, che regola l'afflusso e lo scarico di aria compressa da e verso ciascun cilindro del corpo pompa e garantisce un funzionamento uniforme ed un flusso continuo;

Il gruppo del compressore e del distributore è posto sulla superficie, talvolta anche a notevole distanza dal corpo della pompa al quale sono collegati i tubi di aria compressa. In caso di acque profonde il distributore viene posto sulla parte superiore del corpo pompa. I tubi di mandata e aria sono invece completamente indipendenti dal resto dell'impianto.

Le pompe pneumatiche, funzionano grazie all'effetto della colonna idrostatica dell'acqua o di un sistema di vuoto in caso di acque poco profonde. Il ciclo di lavoro può essere suddiviso in tre fasi:

- A. **Fase uno - riempimento del corpo pompa:** ogni cilindro è riempito con miscela grazie alla contropressione a dovuta alla colonna d'acqua (battente idrostatico) o, laddove vi siano profondità insufficienti, con l'aiuto di un sistema di vuoto. A cilindro riempito, la valvola di ingresso si chiude automaticamente per proprio peso;
- B. **Fase due – svuotamento della pompa e riflusso:** quando il cilindro è stato riempito, l'aria compressa, fornita da un compressore attraverso il distributore e il, agisce come un pistone e la miscela viene così estratta attraverso la valvola di mandata;
- C. **Fase tre – scarico dell'aria compressa e preparazione alla prima fase:** nel momento in cui il cilindro è quasi svuotato, il distributore scarica l'aria in atmosfera. Una volta rilasciata la pressione interna, il cilindro viene nuovamente riempito di miscela, come descritto nella prima fase.

In Figura 38 si riporta una immagine esplicativa delle tre fasi di cui sopra.

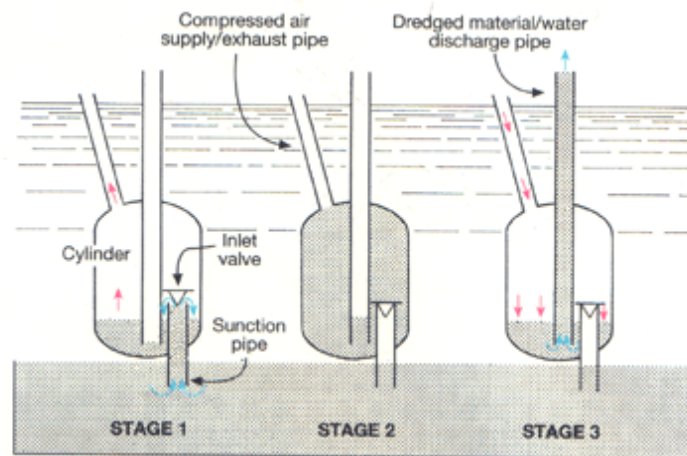


Figura 38: Illustrazione del principio di funzionamento delle pompe idrostatiche (Bray et al. 1996).

È importante sottolineare come questo sistema possa garantire una minima risospensione dei sedimenti grazie ad un lieve contatto tra la strumentazione ed il fondale, e come sia in grado di massimizzare il contenuto solido del fango di dragaggio.

In funzione della direzione in cui viene fatta avanzare la testa dragante è possibile identificare due distinti sistemi di dragaggio.

- **Sistema di dragaggio per fori (Hole dredging system, Figura 39a):** il corpo della testa aspirante è sospeso fino a che i tre tubi di entrata non siano in contatto con il fondo. Il cavo in acciaio che sostiene il sistema aspirante viene tenuto leggermente allentato, garantendo così che i tubi siano continuamente immersi nel materiale da dragare. Grazie al battente idraulico, non appena il distributore rilascia la pressione da ognuno dei cilindri in sequenza, vi sarà un'immediata aspirazione del materiale attraverso i tubi di ingresso. Inoltre, qualora il materiale da aspirare sia sciolto o poco consistente da non richiedere strumenti di taglio rotanti, la torbidità prodotta dal processo di aspirazione sarà del tutto assente.
- **Sistema di dragaggio per trascinamento (trailing system, Figura 39b):** il massimo contenuto solido si ottiene facilitando il processo di raccolta del materiale dalla pompa, trascinando la pompa sul fondale costringendo il materiale a penetrare nei cilindri attraverso le pale man mano che il fondale viene dragato in avanti. La velocità di avanzamento della testa dragante può variare da 1 a 5 metri al minuto a seconda della compattezza del materiale costituente il fondale da dragare. La velocità di ritorno, invece, può essere sensibilmente più elevata: circa 20-30 metri al minuto. Il sistema di

traino consente di raggiungere un contenuto solido molto elevato, ad es. 80-90%; ciò è dovuto al fatto che le pale sono dotate di lame fisse che tagliano il materiale in strisce, le quali vengono spinte all'interno del corpo pompa dal battente idrostatico. La particolare forma delle pale ne garantisce una sepoltura continua nel materiale da rimuovere, rendendo scarsa la possibilità dell'acqua di penetrare nel corpo della pompa mescolandosi con il materiale solido.

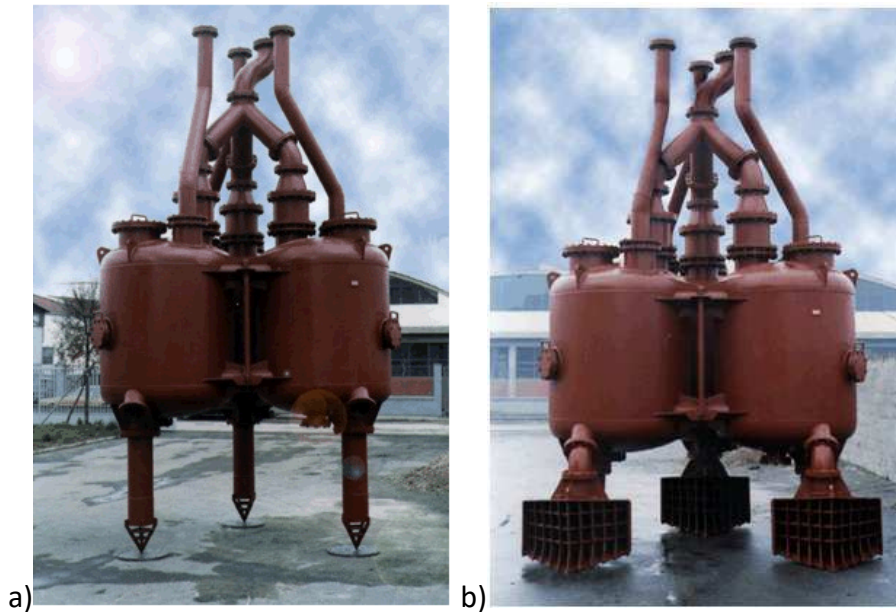


Figura 39: a) Testa di dragaggio per fori. b) Testa di dragaggio per trascinamento.

I sistemi pneumatici in generale possono presentare le seguenti caratteristiche:

- ✓ concentrazione in solido del materiale dragato, allo stato naturale, fino al 90 %;
- ✓ tassi di produzione molto variabili ma che possono arrivare a anche a 2000 m³/h;
- ✓ possibilità di intervenire selettivamente rimuovendo strati molto sottili anche su profondità elevate;
- ✓ versatilità nell'utilizzo, da chiatte fino a pontoni smontabili;
- ✓ assenza di collegamenti rigidi: il corpo pompa è sospeso da un cavo in acciaio e collegato ad un sistema di tubazioni in gomma;
- ✓ conformità agli standard ambientali imposti dalle agenzie governative.

Limpidh2o

È una tecnologia innovativa di recente sviluppo, ad escavo di tipo idraulico, che consente l'asportazione dei sedimenti senza che il sistema di dragaggio entri in contatto con il fondale effettuando lo scavo mediante un getto d'acqua all'interno di una "campana" controllata mantenuta in depressione attraverso una pompa di aspirazione. La testa di dragaggio, come per i sistemi pneumatici, rimane in immersione, salvo necessità di pulizia da corpi ingombranti. Il campo di depressione generato nell'intorno del punto di scavo consente di minimizzare le turbolenze, evitando la risospensione del materiale e la generazione di residui.

La novità rispetto alle altre tecnologie, oltre all'impianto di aspirazione è costituita dal sistema a circuito chiuso in cui tali fanghi aspirati vengono gestiti. All'interno di tale circuito, immediatamente dopo la risalita del fango attraverso l'impianto idraulico, vi è la possibilità di effettuare una prima separazione granulometrica mediante vagliatura, per il recupero della frazione grossolana, solitamente non contaminata, e in seguito un recupero della frazione fine mediante idrociclonatura, il liquido di separato dalle particelle più fini (concentrazioni di solido in uscita prossime al 3%) viene riutilizzato come fluido di ricircolo all'interno del sistema, fino ad esaurimento (circa il 10% di contenuto di solidi).

Tale processo permette quindi di:

- evita la risospensione dei sedimenti durante l'escavo, grazie alla mancanza di contatto diretto fra la testa di dragaggio ed il fondale;
- recuperare la frazione granulometrica migliore che può essere gestita in maniera meno onerosa;
- effettuare una prima disidratazione de materiale che esce dal ciclo con un contenuto d'acqua prossimo a quello naturale, nonostante la tecnologia sia basata su un'aspirazione idraulica;
- permette il riutilizzo del fluido uscente come fluido di ricircolo, questo permette di risparmiare sui volumi di fluido refluo da trattare.

La tecnologia consente un prelievo selettivo configurabile in funzione delle caratteristiche dei sedimenti da movimentare; i sedimenti, in uscita dal sistema di disidratazione dinamica, si trovano in uno stato che viene definito "palabile" e classificati secondo gli obiettivi prestabiliti in sede di progetto. La conseguente drastica riduzione dei volumi rende l'intera attività più economica.

Infine, l'aspetto più innovativo che questa tecnologia di dragaggio propone è costituito da un processo di prelievo ed estrazione di sedimenti in circuito chiuso. Per quanto riguarda il fluido di ricircolo, secondo i dati forniti dall'azienda, ogni circa 1000 mc di sedimento dragato risulta una quantità di refluo da avviare a trattamento pari alla capacità volumetrica dell'impianto di aspirazione (circa 20 m³ considerando profondità di applicazione della tecnologia medie), da sostituire con nuovo fluido da investire di energia per produrre

un nuovo ciclo di dragaggio (Figura 40). L'azienda specifica inoltre che la necessità di sostituire il fluido di ricircolo, quindi la frequenza di sostituzione, è dipendente dal contenuto d'acqua con cui questi sono estratti.



Figura 40: Schema di funzionamento tecnologia Limpidh2o.

Caratteristiche prestazionali delle diverse tecnologie di dragaggio

Infine, si riporta in Figura 41 una tabella pubblicata nelle *Technical Guidelines for Environmental Dredging of Contaminated Sediments* (Palermo et al. 2008), in cui sono comparate le principali caratteristiche prestazionali delle draghe di tipo ambientale sopra descritte, in funzione dei requisiti ambientali più importanti.

Equipment Selection Factors ⁽¹³⁾	Equipment Type ⁽²⁾										
	Mechanical Dredges (2 to 8 m ³ buckets)			Hydraulic / Pneumatic Dredges (15 to 30 cm pump sizes)							Dry Excavation
	Conventional Clamshell (Wire) ⁽²¹⁾	Enclosed Bucket (Wire) ⁽⁴⁾	Articulated Bucket (Fixed-arm) ⁽⁵⁾	Conventional Cutterhead ⁽⁶⁾	Swinging Ladder Cutterhead	Horizontal Auger ⁽⁷⁾	Plain Suction ⁽⁸⁾	Pneumatic ⁽⁹⁾	Specialty ⁽¹⁰⁾	Diver ⁽¹¹⁾	Mechanical Excavators ⁽¹²⁾
Sediment Resuspension Control ⁽¹⁴⁾	Low	Medium	Medium	Medium	Medium	Low to Medium	High	High	High	High	High
Contaminant Release Control ⁽¹⁵⁾	Low	Low to Medium	Medium	Low to Medium	Low to Medium	Low	Medium to High	Medium to High	Medium to High	High	High
Residual Sediment/Cleanup Levels ⁽¹⁶⁾	Low	Low to Medium	Medium	Low	Low	Low	Medium to High	Medium to High	High	High	High
Transport by Pipeline ⁽¹⁷⁾	Medium	Medium	Medium	High	High	High	High	High	High	High	Medium
Transport by Barge ⁽¹⁸⁾	High	High	High	Low to Medium	Low to Medium	Low to Medium	Medium	Medium	Medium	Medium	High
Positioning Control in Currents/Wind/Tides ⁽¹⁹⁾	Medium	Medium	High	High	High	Medium	High	High	High	Medium	High
Maneuverability ⁽²⁰⁾	High	High	High	Low	High	Low	Low	High	Low	High	High
Portability/ Access ⁽²¹⁾	High	High	High	High	High	High	High	High	Medium to High	High	High
Availability ⁽²²⁾	High	High	High	High	High	High	High	Medium	Medium	High	High
Debris/Loose Rock/Vegetation ⁽²³⁾	High	High	High	Low to Medium	Low to Medium	Low to Medium	Low to Medium	Low to Medium	Low	Low	High
Hardpan/ Rock Bottom ⁽²⁴⁾	Low	Low	Low	Low	Low	Low	Medium	Medium	Medium to High	High	High
Sloping Bottom	Low	Low	Medium	Low	Medium to High	Low	Low to Medium	Low to Medium	Medium to High	High	High
Flexibility for Varying Conditions ⁽²⁵⁾	High	High	Medium	High	High	Low	Low	Low	Low	Low	High
Thin Lift / Residuals Removal ⁽²⁶⁾	Low	Medium	Medium	Medium	Medium	Medium	High	High	High	High	High

This table summarizes SELECTION FACTORS shown as qualitative entries, reflecting the potential performance of a given dredge type, and are a function of both the capability of the equipment type and the site and/or sediment conditions. The information in this table should be applied only after consideration of the details on the definitions of the various dredge types, selection factors, and the technical basis for the entries in this table as described in: Palermo, M. R., P. R. Schroeder, T. J. Estes, and N. R. Francini. 2008. "Technical Guidelines for Environmental Dredging of Contaminated Sediments," Technical Report ERDC/EL TR-08-29, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS. This general information is intended to help project managers initially assess dredge capabilities, and screen and select equipment types for evaluation at the feasibility study stage or for pilot field testing. This table is NOT intended as a guide for final equipment selection for remedy implementation. There are many site-specific, sediment-specific, and project-specific circumstances that will dictate which equipment is most appropriate for any given situation, and each equipment type can be applied in different ways to adapt to site and sediment conditions. In addition, because new equipment is being continuously developed, project managers will need to consult with experts who are familiar with the latest technologies.

The qualitative entries of High, Medium or Low, are defined as follows:
High - indicating the given dredge type is generally suitable or favorable for a given issue or concern,
Medium - indicating the given dredge type addresses the issue or concern, but it may not be preferred, and
Low - indicating the given dredge type may not be a suitable selection for addressing the issue or concern.

Figura 41: Fattori che influiscono sulla scelta della tecnologia di dragaggio ambientale (Palermo et al. 2008. U.S. Army. Technical guidelines for environmental dredging of contaminated sediments).

1.4.4 Trasporto del materiale dragato

Le operazioni di trasporto di sedimenti dragati in aree portuali e marino-costiere incluse nella perimetrazione dei Siti di Interesse Nazionale devono avvenire secondo modalità tali da prevenire o ridurre al minimo dispersioni e rilasci accidentali di materiale.

Il trasporto del materiale dragato solitamente può avvenire mediante tubazioni, bette o direttamente utilizzando il sistema dragante, se la draga è semovente e dotata di pozzo di carico, o con una combinazione di queste modalità. Meno frequentemente può essere predisposto un trasporto via terra con nastro trasportatore o, se il materiale è stoccato temporaneamente a terra, con autocarri.

Nel caso in cui venga effettuato il trasporto per mare, mediante betta o su draga semovente, devono essere adottate delle accortezze al fine di ridurre al minimo la perdita di materiale durante il tragitto, tra cui: il controllo dell'effettiva chiusura delle porte di scarico; la copertura del carico nel caso di condizioni di meteo avverse; la limitazione del grado di riempimento, adottando un adeguato franco di sicurezza.

Nel caso in cui si opti per il trasporto mediante tubazioni, il funzionamento del sistema deve essere controllato prima dell'inizio delle operazioni e deve essere stata eseguita la regolare manutenzione delle stesse, verificando accuratamente l'assenza di perdite di materiale lungo il percorso. Inoltre, deve essere valutata l'adozione di sistemi di ricircolo per il recupero delle acque di trasporto.

Nel caso di nastri trasportatori i controlli sono analoghi a quelle delle tubazioni, in più si deve coprire il materiale nel caso di condizioni meteo avverse, o si deve prevedere la sospensione delle operazioni.

Allorquando si ricorra al trasporto su gomma, mediante autocarri, si devono utilizzare mezzi con cassone di carico a tenuta stagna per evitare di perdere materiale o liquidi nel tragitto.

Nel caso di adozione di combinazioni di sistemi di trasporto differenti, deve essere previsto un controllo su tutte le fasi di passaggio da un sistema all'altro.

Importanti considerazioni possono essere fatte sulla compatibilità del metodo di trasporto scelto con i successivi trattamenti che i sedimenti subiranno o con l'eventuale smaltimento.

In funzione delle attrezzature selezionate per il dragaggio e dell'approccio scelto per la gestione ed il trasporto dei sedimenti, il processo di dragaggio comporterà un dato tasso di trasmissione dei sedimenti e un dato contenuto di solidi nei sedimenti dragati. Per alcune tipologie di attrezzature, il trasporto potrebbe essere visto come un processo separato, a condizione che vi sia una sufficiente capacità di trasporto, tale da non ostacolare la produzione del processo ed il tempo di esercizio dei mezzi. In altri casi, il processo di trasporto risulta strettamente connesso alla stessa rimozione dei sedimenti, come avviene ad esempio nel caso di trasporto idraulico dei sedimenti.

I metodi di trasporto devono essere presi in considerazione alla luce della distanza tra il sito di dragaggio ed il luogo previsto per il trattamento/smaltimento, del metodo di smaltimento e delle condizioni del materiale in arrivo. Generalmente tecnologie di trasporto meccanico consentono di rimuovere sedimenti con contenuto in acqua risultante molto simile alle condizioni in sito. Le draghe idrauliche per la navigazione tipicamente aggiungono in media circa l'80% del volume di acqua in eccesso per ogni volume di sedimenti rimossi dal sito. Durante un dragaggio ambientale può essere trasmessa anche più acqua a causa di vincoli sulla profondità di taglio, rilascio di contaminanti, numero di passaggi multipli, o altri parametri di progetto.

Ognuna di queste opzioni portano vantaggi e svantaggi per il successivo trasporto dei sedimenti, trattamento e smaltimento. La disidratazione dei sedimenti prima dello smaltimento può essere richiesta in diversi casi, e nei confronti di questo aspetto il dragaggio meccanico ha il vantaggio di rimuovere i sedimenti limitando il volume d'acqua necessario per il trattamento.

1.4.5 Collocazione del materiale dragato

Il monitoraggio riguardante le attività di ripascimento di spiaggia emersa e/o sommersa, formazione di terreni costieri e immersione in ambiente acquatico deve tener conto dei potenziali impatti che tale attività può determinare sull'ecosistema marino-costiero, principalmente connessi con:

- la variazione della morfologia e della batimetria dei fondali;
- l'aumento della torbidità delle acque nell'area di intervento e nelle aree limitrofe;
- la diminuzione temporanea del livello di ossigeno disciolto e la variazione della concentrazione dei nutrienti in colonna d'acqua.

Per la valutazione degli impatti attesi sull'ecosistema marino-costiero, il piano di monitoraggio deve considerare le caratteristiche fisiche, chimiche, microbiologiche ed ecotossicologiche del materiale dragato, in funzione del quale si deciderà la frequenza del monitoraggio e le misure di prevenzione; le caratteristiche morfo-batimetriche ed idrodinamiche dell'area di intervento; gli obiettivi del progetto di dragaggio e la tipologia dei sistemi prescelti per la realizzazione dell'intervento.

È inoltre fondamentale tarare il monitoraggio in funzione della presenza di obiettivi sensibili e/o aree a vario titolo protette. La strategia di monitoraggio deve essere commisurata con quella definita per il monitoraggio delle operazioni di dragaggio e trasporto.

Il monitoraggio durante la collocazione a terra del materiale dragato deve essere volto principalmente al controllo dell'assenza di perdite accidentali nell'intorno dell'area di destinazione, con potenziale: aumento della torbidità delle acque; dispersione e/o diffusione delle sostanze contaminanti presenti nei sedimenti.

Si devono anche valutare gli impatti attesi sull'ecosistema marino-costiero, sulla base delle caratteristiche fisiche, chimiche, microbiologiche ed ecotossicologiche del materiale dragato; le caratteristiche idrodinamiche nell'intorno dell'area di destinazione. Sulla base degli obiettivi del progetto di collocazione a terra, si sceglie anche il sistema che dà le maggiori garanzie. Misure di mitigazione devono essere previste nel caso vi sia la presenza nelle vicinanze del sito di obiettivi sensibili o aree protette.

Il monitoraggio delle attività di refluentamento del materiale dragato all'interno di vasche di colmata, o strutture di contenimento poste in ambito costiero deve principalmente mirare al controllo dell'assenza di perdite accidentali durante il riempimento della struttura. Deve assolutamente evitare l'aumento della torbidità delle acque nell'intorno dell'area di refluentamento e la dispersione delle sostanze contaminanti presenti nei sedimenti dragati.

Per la valutazione degli impatti attesi sull'ecosistema marino-costiero, il piano di monitoraggio deve considerare: le caratteristiche del materiale dragato, le caratteristiche morfo-batimetriche ed idrodinamiche dell'area circostante e le caratteristiche progettuali dell'opera di contenimento prevedendo adeguate misure di mitigazione.

In funzione di queste caratteristiche il piano di monitoraggio può prevedere il controllo dei seguenti elementi:

- caratteristiche meteomarine e regime correntometrico (direzione ed intensità delle correnti);
- caratteristiche chimico-fisiche della colonna d'acqua; livelli di torbidità in situ e concentrazione di solidi sospesi in colonna d'acqua;
- concentrazioni dei contaminanti significativi, emersi in fase di caratterizzazione, presenti in colonna d'acqua e/o in associazione ai solidi sospesi.

Nella strategia di monitoraggio una stazione «fissa» deve essere posizionata in prossimità dell'area di efflusso dalla vasca. La strategia di monitoraggio deve comunque essere commisurata con quella definita per il monitoraggio delle operazioni di dragaggio e trasporto.

1.4.6 Misure di mitigazione

È necessario prevedere, per il dragaggio e la relativa gestione del sedimento, l'adozione di opportune misure di mitigazione degli eventuali impatti sull'ambiente circostante, da dimensionare sulla base delle:

- caratteristiche fisiche, chimiche, microbiologiche ed ecotossicologiche del materiale dragato, definite sulla base della caratterizzazione;
- caratteristiche idrodinamiche e morfo-batimetriche delle aree di intervento;
- presenza di obiettivi sensibili e/o aree a vario titolo protette;
- modalità di dragaggio, trasporto e collocazione prescelte;
- opzioni di gestione selezionate.

In funzione dell'entità degli impatti ambientali attesi, devono essere selezionate misure di mitigazione quali, ad esempio: accorgimenti operativi nelle diverse fasi del processo, limitazioni temporali, e utilizzo di barriere fisiche attorno al sistema dragante. Lo scopo è quello di proteggere i possibili bersagli dagli eventuali effetti delle operazioni svolte, ad esempio: limitazioni temporanee d'uso di alcune zone, predisposizione di barriere fisiche a protezione degli obiettivi sensibili.

In alcuni casi, è possibile mitigare gli impatti delle attività di dragaggio mediante l'utilizzo di barriere fisiche per limitare la diffusione della nube di torbida e/o ridurre le potenziali interazioni acqua-sedimento e la conseguente mobilitazione degli eventuali contaminanti presenti.

Nei casi maggiormente problematici in termini di interferenze con le attività esistenti, è possibile ricorrere a barriere di tipo strutturale (palancole e sistemi modulari portatili). Esse possono essere anche utilizzate in situazioni in cui sia necessario evacuare l'acqua dall'area di intervento, per consentire lavori di scavo in ambiente asciutto.

Le barriere non strutturali (silt curtains, completamente impermeabili, e silt screens, filtranti), sono composte da una parte emersa galleggiante (barriera), con funzione portante, di ormeggio ed eventualmente anche contenitiva rispetto a materiale disperso in galleggiamento, e da una parte immersa con azione di contenimento, opportunamente zavorrata e bilanciata, preferibilmente con lunghezza regolabile, per:

- conterminare completamente il sistema dragante, nel caso di sistemi di dragaggio di tipo stazionario e di sedimenti estremamente contaminati;
- per la chiusura parziale dell'area di escavo;
- per la chiusura totale dell'area di escavo, solitamente nel caso di utilizzo di draghe di tipo meccanico, con eventuale realizzazione di un'intercapedine per consentire il passaggio delle imbarcazioni di appoggio;
- in corrispondenza degli sfiori di casse di colmata, vasche di raccolta o strutture di contenimento poste in ambito costiero;
- per la protezione di un obiettivo potenzialmente impattato dalle attività di movimentazione.

L'utilizzo di eventuali barriere fisiche deve essere supportato da uno studio delle condizioni idrodinamiche locali ed in relazione alla tipologia di contaminazione presente. Deve inoltre essere prevista l'esecuzione di regolari ispezioni in campo al fine di verificare l'eventuale presenza di lacerazioni, tagli, fori o altri problemi che ne compromettano l'efficacia.

1.4.7 Misure di controllo

Nell'ambito di una operazione di dragaggio ambientale risulta necessaria l'esecuzione di controlli, i quali vanno distinti per tipologia in controlli di tipo operativo e di tipo progettuale. Rientrano nella prima categoria le azioni intraprese dall'operatore della draga per ridurre gli impatti del dragaggio: l'esecuzione di questi va basata, oltre che sui piani di progetto, su una accurata conoscenza del funzionamento della draga in condizioni di esercizio. Nella seconda categoria invece rientrano i controlli che necessitano di particolari tecnologie di costruzione.

Dal momento che l'applicazione di tali controlli può ridurre in maniera significativa i tassi di produzione e l'efficienza complessiva, e può avere impatti negativi diretti sul progetto e sull'ambiente, la loro applicazione va adeguatamente valutata nell'ottica di utilizzarli laddove le condizioni ne indichino un evidente bisogno, non considerandoli così come un requisito di base.

Misure di controllo per la risospensione

La scelta del tipo di draga da impiegare nella realizzazione di un dragaggio ambientale risulta focalizzata su un particolare aspetto che è quello della riduzione della risospensione dei sedimenti. I controlli sulla risospensione si potrebbero rendere necessari in funzione degli standard di prestazione delle diverse tipologie di draghe. Le misure di controllo previste nei confronti della risospensione sono di due tipologie: misure di controllo operative e misure di controllo progettuali.

Misure di controllo operative

Questa tipologia di controlli può includere sia cambiamenti nei metodi di dragaggio, sia nel funzionamento delle apparecchiature, ad esempio:

- riduzione del tasso di dragaggio per rallentare le operazioni;
- eliminazione di materiale in eccesso dalle chiatte durante le fasi di dragaggio e trasporto;
- variazione del funzionamento della draga, basato sulla modifica delle condizioni del sito (maree, onde, correnti, vento...);
- modifica della profondità della testa tagliante, della velocità di rotazione della stessa e della velocità di avanzamento della draga;
- modifica del numero di passate per incrementare il quantitativo di sedimenti dragati.

Misure di controllo progettuali

Il trasporto di sedimenti contaminati risospesi durante il dragaggio può essere ridotto usando barriere fisiche intorno all'area dei lavori; queste aiutano a limitare l'estensione della migrazione dei contaminanti e a valorizzare, a lungo termine, i benefici ottenuti dal processo di rimozione. Viceversa, poiché le barriere contengono sedimenti risospesi, possono aumentare, almeno temporaneamente, le concentrazioni di inquinanti residui al loro interno. Alcuni esempi di barriere possono essere:

- le barriere strutturali (palancole metalliche);
- le barriere non strutturali (silt curtains/silt screens)
- pneumatic curtains.

Barriere strutturali

Le barriere strutturali vengono generalmente impiegate in caso di necessità di contenimento di sedimenti rimessi in sospensione e contenenti contaminanti molto mobili e/o altamente tossici quando la protezione attraverso sistemi *silt curtains/screen* non risulta efficace. Se da un lato si trova una maggiore efficienza delle barriere strutturali rispetto ai sopraccitati sistemi, dall'altro troviamo dei costi significativamente più elevati e limitazioni tecnologiche: le barriere costituiscono un concreto ostacolo al traffico marittimo, motivo per cui esse vengono raramente posizionate distanti dal prisma di dragaggio. Per non avere problemi di sicurezza conseguenti a escursioni del livello idrico su un lato della parete, potrebbero essere necessarie delle verifiche degli effetti del carico idraulico e della variazione delle spinte sulle barriere.

Silt curtains/Silt screens

I Silt curtains/screens costituiscono uno dei sistemi di controllo della risospensione più impiegati. Questi sono composti da barriere flessibili distese sull'acqua e dotate di galleggianti superficiali e ancore o zavorre sul fondo. I due sistemi, seppur utilizzati spesso come sinonimi, costituiscono due tecniche differenti per funzionalità: i silt curtains, infatti, sono costituiti da materiale resistente, in genere nylon rivestito, mentre i silt screens sono realizzati mediante geotessili sintetici, che trattengono una frazione dei solidi sospesi nell'area schermata, consentendo il deflusso dell'acqua.

Anche se i silt curtains risultano appropriati nel caso in cui le condizioni di sito garantiscono un trasporto minimo di sedimenti sospesi, ad esempio durante il dragaggio di aree ad alta concentrazione di contaminanti, questo sistema non tratta la torbidità derivante dalla risospensione dei sedimenti; questo sistema infatti contiene, o al più dirige il movimento dei sedimenti. La protezione offerta dai silt curtains si estende in genere dalla superficie fino ad una prestabilita profondità, mentre al di sotto il materiale risulta libero di

muoversi. Estendendo la protezione fino al fondale si riesce invece a prevenire la diffusione e limitare il movimento dei solidi risospesi. Anche nel caso di protezione completa possono verificarsi delle fuoriuscite, in genere dovute a guarnizioni non efficaci al fondo, o a fluttuazioni di maree o al moto prodotto dalle navi. Risultano utili in sede di valutazione, progettazione e impiego di silt curtains le seguenti linee guida:

- ogni applicazione è dotata di caratteristiche uniche che necessitano di uno specifico adattamento;
- l'efficacia si riduce nel caso di correnti aventi velocità superiori a 1.5 nodi (0.8m/s);
- influenzano l'efficacia del sistema la quantità e la tipologia dei solidi sospesi, il metodo di ormeggio e le caratteristiche della protezione;
- la loro funzionalità deve essere garantita fino alla conclusione delle operazioni di dragaggio, consentire lo spostamento dei mezzi navali;
- i silt screens costituiscono soluzioni temporanee che vanno adottate solo a seguito di una approfondita valutazione della destinazione d'uso prevista.

Il funzionamento e l'efficacia dei sistemi sopra citati sono determinati specialmente dalle condizioni idrodinamiche dell'area, ad esempio le correnti, il vento, le altezze d'onda e le escursioni dei livelli di marea. L'impiego di tali sistemi di protezione trova limitazioni in:

- correnti con velocità superiori a 1/1.5 nodi, responsabili di soluzioni particolarmente complesse e onerose;
- nel caso di velocità superiori a 3 nodi si rendono necessarie caratteristiche tecniche speciali da prendere in considerazione solo in casi particolari
- per profondità superiori a 10-15 metri, le pressioni in gioco diventano considerevoli e responsabili di un funzionamento non ottimale dei materiali di costruzione standard.

Misure di controllo per il rilascio di contaminanti

Al contenimento della risospensione dei sedimenti è direttamente connesso il controllo del rilascio di contaminanti nella colonna d'acqua; quest'ultimo risulta dipendente inoltre dal trasposto e dal trasporto e dalla rimozione dei contaminanti dal corpo idrico. Anche se ad un incremento dei tassi di sedimentazione segue una diminuzione del rilascio di contaminanti disciolti, il monitoraggio della risospensione può talvolta non essere sufficiente per un corretto controllo del rilascio dei contaminanti e dei rischi che ne derivano.

- Rilascio di olii o altri materiali flottanti dai sedimenti: è possibile l'impiego di barriere di contenimento galleggianti, formate da elementi in schiuma sintetica, eventualmente

oleoassorbenti (polipropilene), contenuti in tessuto e uniti per mezzo di un cavo. Non risultano tuttavia di aiuto nel trattenimento della parte solubile dei materiali flottanti (ad esempio gli idrocarburi policiclici aromatici da olii) che possono pertanto volatilizzare.

- Rilascio di particolato contaminante e di inquinanti disciolti: è possibile adottare involucri di contenimento che abbiano la funzione di filtro: per tale scopo sono stati sviluppati dei geotessili filtranti che, impiegati insieme ai *silt curtains*, lavorano come filtri per trattare l'acqua che attraversa l'area di dragaggio.

Nei confronti delle emissioni volatili, anche se i controlli sopra esposti potrebbero fornire una esigua protezione, è necessario adottare degli accorgimenti, quali:

- favorire le operazioni di dragaggio in periodi invernali, quando le temperature più basse consentono una riduzione della volatilizzazione;
- utilizzare un sistema di dragaggio idraulico al fine di limitare ed eventualmente ridurre le concentrazioni di inquinanti in superficie e in aria;
- impiegare delle barriere contro la volatilizzazione.

Le misure fisiche per il controllo dei volatili in fase di trasporto e scarico del materiale dalla chiatta possono includere:

- ricoprire il materiale dragato con idonei rivestimenti in plastica o tappeti assorbenti;
- de-gassare la condotta prima dello scarico in impianti di terra.

Nelle fasi di scavo, trasporto e scarico dalla chiatta, la volatilizzazione dei contaminanti potrebbe costituire un problema significativo, essendo questi esposti direttamente all'aria.

Metodi di controllo dei residui

Distinguiamo due categorie di residui: residui indisturbati e residui generati. I primi sono costituiti da sedimenti che, pur essendo stati scoperti durante le operazioni di dragaggio, non sono stati completamente asportati; i secondi invece sono sedimenti in primo luogo risospesi dal dragaggio, poi ridepositati sul fondo dell'area dragata ed anche all'esterno dell'impronta della stessa. È importante evidenziare la differenza tra le due classi di residui, poiché potendo causare dei rischi differenti, richiedono metodi di predizione, monitoraggio e gestione dedicati. La produzione di residui dell'una o l'altra categoria dipende dall'equipaggiamento impiegato per il dragaggio, dalle caratteristiche e condizioni del sito. Non esistono

tuttavia metodi comunemente accettati per stimare con esattezza le concentrazioni di contaminanti nei residui generati a seguito del dragaggio.

Controlli operativi dei residui

I controlli possono contribuire alla riduzione dei residui, pertanto dovrebbero essere previsti in fase di progetto dell'intervento, durante lo sviluppo dei piani operativi, e andrebbero implementati in fase di valutazione della produzione del dragaggio. I controlli operativi dei residui possono includere:

- considerazioni in merito alla necessità di operazioni separate di rimozione dei detriti prima del dragaggio dei sedimenti, durante l'esecuzione del dragaggio se sono previsti più passaggi;
- overdredging con passaggio di pulizia finalizzato alla riduzione dello spessore dello strato di residui contaminato;
- rapido campionamento dopo dragaggio per fornire all'operatore un feedback in termini di efficacia delle operazioni.

L'efficacia di tali controlli operativi non è comunque stata documentata attraverso una serie di condizioni del sito. Bisogna considerare inoltre il possibile incremento dei costi e dei tempi necessari all'esecuzione dei lavori, dovuto all'implementazione di tali controlli operativi. Prima di adottare qualsiasi tipologia di controllo operativo, andrebbero fatte delle opportune considerazioni per valutare il rapporto tra il potenziale impatto sulle tempistiche e sui costi e il potenziale beneficio connessi alla riduzione dei residui.

Misure di controllo dei residui post dragaggio

Vi sono diverse tecniche di controllo utilizzabili nella fase post-dragaggio, basate essenzialmente sulle caratteristiche dei residui e sulle condizioni di sito. La necessità di tali misure di controllo può essere estesa anche fuori dal prisma di dragaggio iniziale. Gli approcci impiegati nella gestione ed il controllo sono:

- Monitored natural recovery (MNR) - MNR si riferisce ad un approccio in cui i processi naturali come la sedimentazione, il mescolamento dei sedimenti, e la degradazione riducono le concentrazioni di contaminanti nel tempo. MNR costituisce una tecnica di interesse nel controllo dei residui post-dragaggio se lo spessore dello strato ed i livelli di concentrazione dei residui consentono un MNR in tempi accettabili. Nella valutazione del MNR come approccio di controllo dei residui post-dragaggio, valgono essenzialmente le stesse considerazioni che si applicano nella scelta MNR come tecnica di rimedio in sostituzione del dragaggio stesso;

- Passaggio di finitura – Nella fase terminale delle operazioni di dragaggio, vengono eseguiti ulteriori passaggi di finitura delle draghe, nel tentativo di asportare solo un sottile strato superficiale di sedimenti contenente residui ed in minima parte materiale pulito;
- Copertura dei residui – Consiste nel posizionamento di un sottile strato di materiale pulito così da creare un isolamento nel breve termine e attenuazione della contaminazione nel lungo termine. Il materiale pulito da impiegare per la copertura non necessariamente essere sabbioso: argilla o materiali organici sono in grado di ridurre la biodisponibilità dei contaminanti, e risultano perciò preferibili;
- Strato di isolamento – Può essere necessario uno strato di isolamento nel caso in cui siano presenti considerevoli strati di residui contaminati, specialmente se indisturbati, non efficacemente rimovibili.

1.4.8 Monitoraggi

Le attività di dragaggio producono per natura propria degli impatti considerevoli nei confronti dell'ambiente marino costiero. Questi risultano principalmente connessi con i seguenti aspetti:

- Aumento della torbidità delle acqua nell'area di dragaggio ed in prossimità della stessa;
- Diminuzione temporanea dell'ossigeno disciolto e alterazione della concentrazione dei nutrienti in acqua;
- Risospensione e conseguente dispersione, dovuta alle correnti di fondo o dovute al passaggio delle imbarcazioni, del materiale movimentato ma non allontanato dal sistema dragante.

La valutazione dell'impatto sull'ecosistema marino costiero avviene per mezzo di un piano di monitoraggio, che deve prendere in esame:

- Caratteristiche fisiche, chimiche e microbiologiche ed eco tossicologiche del sedimento da dragare, definite sulla base di una caratterizzazione ottimizzata per la realizzazione dell'intervento;
- Caratteristiche morfo-batimetriche ed idrodinamiche dell'area di dragaggio;
- Obiettivi del progetto;
- Tipologia di sistemi di dragaggio prelezionati;
- Eventuali misure di mitigazione previste;
- Aree protette e/o obiettivi sensibili.

Il numero delle campagne d'indagine da eseguirsi prima ante operam dovrà essere rappresentativo delle condizioni meteo climatiche. Il numero delle campagne di indagine da eseguirsi in corso d'opera invece dovrà essere determinato in relazione alla qualità dei sedimenti da movimentare, alla tipologia di draga che si impiegherà, alla modalità esecutive prescelte (produttività, cicli, durata).

Monitoraggio della risospensione dei sedimenti e del rilascio nella colonna d'acqua

In alcuni siti, vincoli normativi sul dragaggio, monitoraggio della risospensione del sedimento, e rilascio di contaminanti nella colonna d'acqua possono essere richiesti per aiutare a garantire che la risospensione di sedimenti e/o le concentrazioni di acqua di superficie non provochino inconvenienti inaccettabili.

Nello sviluppo degli approcci di monitoraggio per la risospensione ed il rilascio, può risultare importante includere disposizioni per una veloce analisi dei campioni ed uno strumento per avere un feedback in tempo reale sulla risospensione. Queste disposizioni consentiranno una pronta identificazione dei problemi con il procedere delle operazioni di dragaggio, e offriranno l'opportunità di attuare tempestivamente adeguate tecniche di gestione.

Punti di conformità e posizioni di campionamento

I punti di conformità possono essere stabiliti da enti governativi in accordo con le parti interessate come parte degli standard qualitativi finalizzati allo sviluppo del programma di monitoraggio. In alcuni casi i punti di campionamento per i parametri qualitativi dell'acqua saranno posizionati ad una distanza definita sottocorrente dall'area nella quale è in atto il dragaggio. I punti di campionamento saranno "flottanti" nell'area di dragaggio man mano che la draga si muove al suo interno; in alternativa l'intera area di progetto può essere considerata un'area di lavoro attiva ed i punti di campionamento posizionati ad una certa distanza dai limiti del progetto. In casi particolare i punti di conformità possono essere localizzati in corrispondenza di elementi specifici, come ad esempio ponti, punti di captazione dell'acqua, o altre strutture.

Punti di campionamento variabili o fissi possono essere vicini o lontani dal campo, o entrambi. I punti di monitoraggio nelle vicinanze dell'area di lavoro vengono localizzati per misurare l'efficacia del sistema di dragaggio adottato, per controllare strumenti come silt curtain o sheet-pile con il fine di ridurre la risospensione dei sedimenti e limitare il rilascio totale di contaminanti. Possono inoltre essere sfruttati come punti di campionamento per la gestione adattiva del programma di monitoraggio. Punti di analisi distanti dall'area di lavoro possono essere impostati a distanze ottimizzate per la valutazione dei rilasci disciolti. In ogni caso, la scelta della esatta localizzazione dei punti di campionamento per il monitoraggio sarà specializzata per il sito in esame, poiché dipendente da diversi fattori fisici e da condizioni idrodinamiche.

Solidi sospesi totali e torbidità

Il solido sospeso totale (TSS) è il parametro generalmente impiegato nella valutazione della risospensione di sedimento dovuto ad operazioni di dragaggio. Questo è determinato attraverso la raccolta di un campione d'acqua e successiva analisi in laboratorio, analisi che non forniscono comunque un riscontro in tempi brevi. Tuttavia, la necessità di feedback in tempi brevi scaturisce dalla necessità di determinare se il livello di risospensione richieda o meno l'implementazione di misure di controllo, o eventualmente cambiamenti nella tecnica di dragaggio. Pertanto, la misura della torbidità (una misura della chiarezza dell'acqua) è quella comunemente utilizzata per ottenere un feedback in tempo reale sul grado di risospensione e sul potenziale rilascio di contaminanti.

Definizione del plume

La definizione dell'entità del plume dei sedimenti risospesi durante il dragaggio non è normalmente un requisito nel monitoraggio del campionamento. In ogni caso, studi in merito possono fornire utili informazioni in ambienti con flussi complessi. Questo tipo di monitoraggio può essere stabilito come parte di studi pilota, o nella fase iniziale di implementazione del monitoraggio per confermare le assunzioni fatte in sede di progetto e stabilire le posizioni esatte di indagine (asse centrale e profondità del plume). La dimensione del plume può essere stabilita in tempo reale utilizzando strumenti rimorchiati come nephelometri o Acoustic Doppler Current Profilers (ACDPs) e/o definendo una serie di stazioni downcurrent per il campionamento di acqua in un modello radiale. Sfortunatamente però, strumenti come ADCP non prevedono la misura diretta dei TSS e da soli non possono essere usati con un accettabile livello di accuratezza. La taratura con campioni in tempo reale può aiutare ad accrescere l'utilità dei dati collezionati con tale sistema. Anche in presenza di tali svantaggi, l'uso di uno strumento come il ADCP consente la definizione del plume in tre dimensioni e la relativa distribuzione di TSS. Queste informazioni forniscono un feedback in tempo reale che può essere d'aiuto nella localizzazione dei campionamenti della colonna d'acqua.

Campionamento della colonna d'acqua

Il campionamento della colonna d'acqua e il successivo test per la valutazione della concentrazione dei contaminanti sono le componenti definitive del monitoraggio finalizzato alla determinazione del rilascio di contaminanti e alla valutazione della conformità con altri specifici requisiti per l'acqua. I punti di campionamento dell'acqua sono raggruppati tipicamente in una o più località sopracorrente per stabilire le concentrazioni precedenti alle operazioni di dragaggio, e una o più sottocorrente dal sito di dragaggio per stabilire i tassi di rilascio e risospensione. I campionamenti possono essere posizionati a profondità differenti

nella colonna d'acqua, ma campionamenti eseguiti a medie profondità sono normalmente sufficienti per siti poco profondi. Va sottolineato che le concentrazioni in prossimità del fondale sono generalmente più elevate rispetto a quelle di altre profondità, soprattutto qualora sia stato previsto l'impiego di draghe idrauliche o di silt curtains.

Il Capitolo: Esempio di gestione dei sedimenti marini.

Nel presente capitolo si riporta un esempio di gestione di problematiche riguardanti la movimentazione di sedimenti marini nell'ambito di siti ordinari.

Il caso presentato è un esempio di gestione integrata delle diverse problematiche degli spazi portuali e le costiere, attuata dalle amministrazioni della Regione Marche, che riguarda la gestione del territorio costiero su scala regionale. Il progetto riguarda sia porti di grandi dimensioni, come quello di Ancona, sia gli altri porti di dimensioni minori della Regione. La necessità di dragare, in questo caso, scaturisce da esigenze di mantenere le condizioni ottimali di navigabilità per le navi e di implementare le infrastrutture per gestire al meglio le crescenti attività commerciali che hanno luogo negli spazi portuali; la gestione del materiale rimosso è stata valutata in maniera integrata, sulla base delle esigenze specifiche, valutando la compatibilità dei reimpieghi del materiale e le priorità territoriali.

La localizzazione degli interventi di dragaggio è fatta sulla base del rilievo dei fondali marini, che permettono di individuare i punti in cui la navigabilità o l'ormeggio delle navi sono compromessi. La valutazione della qualità dei sedimenti da asportare e delle loro caratteristiche è funzionale a una corretta progettazione dell'intervento, ma anche alla pianificazione della fase di gestione, che risulta spesso cruciale per la riuscita del progetto.

Durante il percorso di dottorato, il candidato ha avuto, inoltre, la possibilità di affrontare il tema della gestione dei sedimenti marini all'interno di un area SIN localizzata nel Sud Italia, nell'ambito di una collaborazione del Dipartimento SIMAU con il Commissario Straordinario per la Bonifica del Sito.

In questo caso, le scelte legate alla gestione dei sedimenti sono di grande complessità e considerano molti fattori, come ad esempio la contemporanea presenza di diverse attività che possono essere fonte di contaminazione per l'area e la presenza di molteplici bersagli a rischio da salvaguardare.

Il dipartimento è stato chiamato a valutare le possibilità di intervento, sulla base dei risultati di una lunga campagna d'indagine realizzata sull'area. La necessità di evitare rischi per la salute umana e per gli ecosistemi rende, in generale, la scelta del dragaggio di difficile attuazione per via dei rischi intrinseci connessi con la possibile risospensione del sedimento lungo la colonna d'acqua. Questo comporta precise scelte progettuali in merito alle tecnologie di dragaggio da utilizzare e sui dispositivi di controllo da attuare per evitare il rischio di contaminazione dovuta alla risospensione dei sedimenti.

Le proposte d'intervento in questi casi contemplan anche altre possibilità di intervento. Una di queste è il "capping" sottomarino che consiste nel creare uno strato di separazione tra i sedimenti e la colonna d'acqua evitando il rilascio dei contaminanti e rendendoli non più biodisponibili per l'ecosistema marino.

Una ulteriore possibilità consiste nel ricorso a tecniche sperimentali di recupero naturale assistito, tale tecnica è utilizzata nel caso la contaminazione non raggiunge livelli molto elevati e consiste nell'impiantare nella zona da trattare microorganismi o, talvolta, particolari piante in grado di degradare o accumulare gli inquinanti. Tale tecnica, nelle sue applicazioni in situ, è da considerarsi sperimentale; la efficienza può variare a molto in base alle condizioni locali ed è quindi da verificare mediante plot sperimentali caso per caso.

Dovendo intervenire in aree molto grandi e avendo a disposizione risorse limitate, è, inoltre, di fondamentale importanza individuare la migliore tecnologia da utilizzare nelle varie zone, in base alle informazioni che si hanno a disposizione, e definire le priorità di intervento.

Per ragioni di riservatezza, non è stato possibile riportare in questo elaborato i dettagli relativi a tale attività.

2.1 Un esempio di gestione integrata: L'Accordo di Programma della Regione Marche

Nella Regione Marche sono presenti molte strutture portuali di diverso tipo. Senza dubbio, la realtà portuale più grande è quella di Ancona in cui sono concentrate le maggiori attività commerciali e di trasporto passeggeri della regione; a livello locale però sono presenti diverse realtà sia turistiche che pescherecce rilevanti, che necessitano operazioni periodiche di manutenzione; lungo la costa sono, inoltre, presenti numerose località balneari turistiche.

Come è possibile constatare dai dati presentati nel §1.1, l'attività commerciale del porto di Ancona è in continua crescita negli ultimi anni per quanto riguarda il traffico merci e passeggeri. Questa crescente attività commerciale porta le amministrazioni a programmare l'espansione degli spazi portuali e l'approfondimento dei fondali per permettere l'ormeggio di navi di dimensioni maggiori. D'altra parte, anche i porti più piccoli richiedono periodici dragaggi di manutenzione per conservare la loro funzionalità nel tempo.

Nel porto di Ancona, già all'inizio degli anni 2000, nell'area adiacente al fosso Conocchio è stato realizzato un ampliamento, mediante un riempimento a mare, dove è stato realizzato il collegamento stradale e ferroviario della nuova darsena commerciale (Figura 42). Pochi anni dopo l'attuale Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale, di concerto con le amministrazioni locali, hanno programmato l'espansione della darsena commerciale del porto di Ancona mediante la realizzazione di una vasca di colmata che rispettasse il requisito di bassa permeabilità imposto dalla legge e che quindi potesse ricevere i sedimenti marini fino alle classi di qualità proprie dei materiali con alti livelli di contaminazione, costruzione del bacino è stata terminata nel 2015 (Figura 43). Il dipartimento SIMAU ha partecipato alla progettazione e della realizzazione di entrambe le opere e collabora con l'Autorità Portuale per la realizzazione del riempimento della vasca.

La costruzione della vasca di colmata è scaturita da un Accordo di Programma “Per i dragaggi e lo sviluppo sostenibile delle aree portuali presenti nella Regione Marche” che ha coinvolto anche i comuni della regione interessati; il documento è stato firmato in data 26 febbraio 2008 dall’Autorità dei Sistemi Portuali del Mare Adriatico Centrale, dalla Regione Marche e dai comuni di Ancona, Civitanova Marche, Fano, Numana e Senigallia. Questo tipo di gestione è sicuramente un esempio virtuoso di come favorire il raggiungimento degli obiettivi comuni attraverso la condivisione delle risorse economiche dei singoli soggetti sottoscrittenti e per accedere ai finanziamenti messi a disposizione dalle Amministrazioni Centrali previsti per il conseguimento di obiettivi di pubblico interesse.

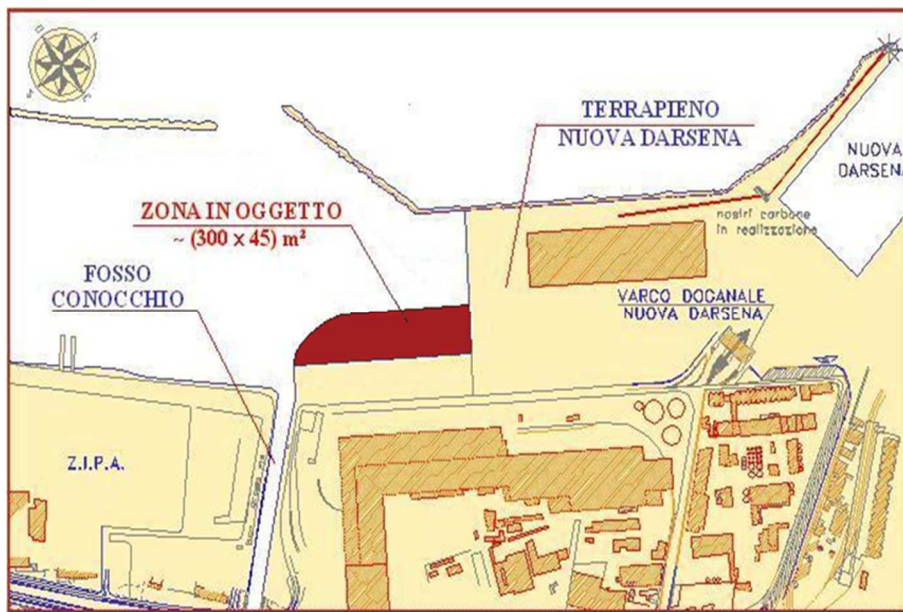


Figura 42: Ancona (2003), collegamento stradale ferroviario della nuova darsena – Riempimento di estensione pari a circa 12000m².

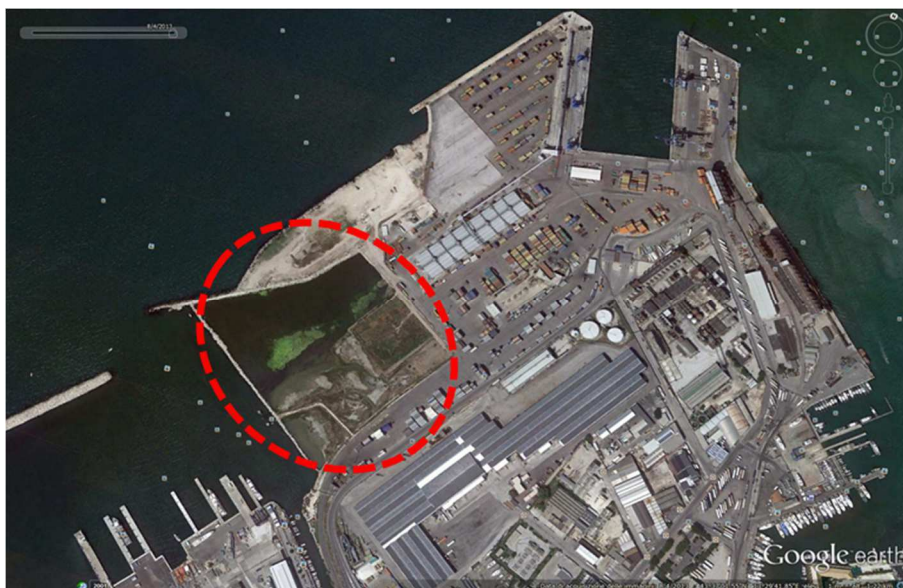


Figura 43: Ancona (2015), vasca di colmata all'interno dell'area commerciale del porto di Ancona in adiacenza al precedente riempimento a mare.

In particolare, l'Accordo di Programma presenta importanti elementi innovativi in merito alla gestione integrata degli aspetti legati alla manutenzione dei porti e alla sicurezza della navigazione, conciliandole con aspetti relativi allo sviluppo funzionale degli spazi portuali e al ripascimento dei litorali erosi, proponendo una gestione integrata della totalità dei sedimenti oggetto di dragaggio, assicurando, laddove possibile, un opportuno riutilizzo in base alla classe di qualità. L'oggetto e le finalità dell'accordo possono essere così riassunti:

- attuazione dei dragaggi di manutenzione nelle aree portuali di: Ancona, Civitanova Marche, Fano, Numana e Senigallia;
- la realizzazione di studi per la costruzione di nuove strutture di conterminazione per il conferimento dei materiali maggiormente contaminati;
- favorire la gestione integrata ed il recupero dei materiali di dragaggio in base alle esigenze di ripascimento degli arenili e di riempimento di bacini a mare, in maniera prioritaria, e le immersioni in mare nel caso di incompatibilità dovute alle caratteristiche del materiale o alle esigenze delle diverse amministrazioni;
- promuovere l'attività di sperimentazione per lo sviluppo di nuove tecnologie di trattamento volte a incentivare il riutilizzo dei sedimenti.

Nella prima fase, le risorse sono state dedicate alla caratterizzazione dei sedimenti delle aree da dragare nei diversi porti sulla base delle prescrizioni del DGR 255/09 (Figura 44). Dai risultati ottenuti è stato possibile stimare la quantità di sedimenti per ciascuna classe di qualità (Tabella 2). Da questa prima stima, è stato possibile redigere una prima programmazione degli interventi. Tale programma ha avuto come priorità il riutilizzo della maggior parte possibile dei sedimenti dragati e parallelamente, per i sedimenti maggiormente contaminati, è stata iniziata una sperimentazione per lo sviluppo di metodi di decontaminazione specifici per le tipologie di inquinanti riscontrati. Nella darsena commerciale del porto di Ancona, è stata realizzata una vasca di colmata che rispetta il requisito di impermeabilità imposto dalla legge, e che quindi può ricevere i sedimenti marini fino alle classi di qualità proprie dei materiali con alti livelli di contaminazione (attuale Classe D, Classe C1 secondo la precedente normativa). Nel caso di impossibilità di riutilizzo dei materiali delle classi di qualità migliori, per incompatibilità dovute al materiale o alle tempistiche esecutive, essi possono essere refluiti all'interno della vasca; questa possibilità semplifica la gestione poiché evita di dover predisporre dei punti di stoccaggio temporaneo a terra, altrimenti necessaria.

L'Accordo di Programma ha portato alla definizione di un Protocollo di Intesa per la realizzazione degli interventi di ripascimento in cui sono state considerate le varie esigenze di salvaguardia e di riqualificazione e valorizzazione ambientale del litorale marittimo marchigiano. Il protocollo ha individuato le priorità di intervento ed il tipo di risorsa materiale ed economica necessarie. Per quanto riguarda la vasca di colmata, ad oggi sono stati effettuati due conferimenti, entrambi da mare. Nel primo caso, sono stati conferiti circa 2800 mc circa di materiale proveniente dal porto turistico Marina Dorica; nel secondo caso sono stati conferiti circa 7000 mc di materiale dragato nell'ambito dei lavori di manutenzione del fondale di fronte alla banchina di Fincantieri.

Prossimamente è previsto il conferimento in vasca di colmata di altri lotti di sedimenti, provenienti dagli altri porti che hanno aderito all'accordo.



Figura 44: Sintesi dei risultati della caratterizzazione eseguita nei porti dei comuni della Regione Marche che hanno aderito all'Accordo di Programma per i dragaggi e lo sviluppo sostenibile delle aree portuali.

Tabella 2: Risultati della caratterizzazione dei porti. Volumi di sedimento da dragare divisi per Classi di qualità (secondo le indicazioni del Manuale per la movimentazione dei sedimenti marini ICRAM-APAT, 2007).

VOLUMI DI SEDIMENTO PER OGNI CLASSE DI QUALITA'				
(dal Manuale per la movimentazione dei sedimenti marini ICRAM-APAT, 2007)				
	A1	A2	B	C1
ANCONA	2 758	116 185	45 407	470
FANO	4 669	23 443	38 366	0
NUMANA	8 239	29 693		0
SENIGALLIA	1 325	1 354	30 028	0
CIVITANOVA	27 500	28 750	3 750	0
TOTALE	44 491	199 425	117 551	470

III Capitolo: Le vasche di colmata

Per ogni classe di qualità sono individuate delle opzioni di gestione praticabili per il materiale dragato. Il D.M. 173 del 2016, per l'autorizzazione all'immersione in mare, richiede la preventiva valutazione di ogni possibilità di reimpiego utile del materiale dragato.

Infatti, i sedimenti di alta qualità (classi di qualità A e B) sono sicuramente delle risorse preziose che devono, nei limiti del possibile, essere utilizzate per il ripascimento degli arenili in erosione. Allorquando, presentino una classe di qualità inferiore (classe di qualità C), la legge prevede la possibilità di riutilizzarli in ambiti marino costieri in ambienti conterminati, come materiale di riempimento. Per i materiali che appartengono alla classe di qualità subito inferiore (classe di qualità D), invece, la legge richiede il confinamento in ambienti impermeabili. In questo caso l'unica possibilità di riutilizzo sembrerebbe essere quella di eseguire opportuni trattamenti di decontaminazione per poterli poi riutilizzare come i materiali delle classi migliori.

La soluzione presenta sicuramente dei costi notevoli in virtù di dover comunque stoccare il materiale e trattarlo in maniera adeguata, e il guadagno in termini economici che ne consegue spesso non giustifica il rischio di insuccesso insito in tali operazioni. Per tale ragione spesso la soluzione che economicamente risulta la più vantaggiosa è quella del trasporto in discariche controllate, che dal punto di vista ambientale è una soluzione che va sicuramente evitata.

Un modo per poter considerare i bacini conterminati impermeabili una scelta ambientale sostenibile e, di conseguenza, i materiali delle classi inferiori delle risorse riutilizzabili, per poter essere considerati una scelta sostenibile da un punto di vista ambientale, è quello di realizzare questi bacini in ambiente marino costiero integrandoli con i piani di sviluppo delle città e delle infrastrutture portuali. In questo modo, il materiale può essere utilizzato per riempimenti a mare come nel caso dei materiali delle classi inferiori con l'unica differenza delle prestazioni del bacino che li contiene, che deve essere una vasca di colmata con le caratteristiche di impermeabilità previste dalla legge.

Le *vasche* (o *casse*) di colmata a mare sono dei grandi bacini che possono essere situati in prossimità dei porti oppure offshore (quando i fondali sono poco profondi), su cui si realizzano dei riempimenti a mare per ampliare le strutture portuali, le aree cittadine o creare delle vere e proprie isole artificiali. La necessità di reperire grandi quantitativi di materiale per effettuare il riempimento dei bacini è una concreta possibilità di reimpiego dei sedimenti dragati, specialmente di quelli più contaminati, se i bacini sono costruiti in modo tale da garantire la prestazione di bassa permeabilità su tutti i lati perimetrali e sul fondo.

Diversi esempi di riempimento a mare realizzati nel mondo dimostrano che se ben integrate all'interno di un programma di sviluppo del territorio, risultano di grande utilità per risolvere le problematiche legate allo

sviluppo delle infrastrutture portuali e allo sviluppo territoriale delle città. Nel presente capitolo ne sono riportati alcuni.

La possibilità di reimpiego per i sedimenti più contaminati, che altrimenti non avrebbero la possibilità di essere riutilizzati senza essere trattati, è possibile se si riesce a garantire la prestazione di bassa permeabilità richiesta dalle leggi vigenti. Per quanto questo requisito, la Legge n.°84 del 1994 e s.m.i. recita: «[...] *Le stesse strutture [vasche di colmata] devono presentare un sistema di impermeabilizzazione naturale o completato artificialmente al perimetro e sul fondo, in grado di assicurare requisiti di permeabilità almeno equivalenti a quelli di uno strato di materiale naturale dello spessore di cento centimetri con coefficiente di permeabilità pari a $1,0 \times 10^{-9}$ m/s [...]*».

Tale prestazione è raggiungibile solo progettando in maniera oculata il posizionamento della vasca e operando utilizzando tecnologie specifiche per garantire la prestazione. La fase di realizzazione è sicuramente la più impegnativa in quanto presuppone una fase di controllo delle operazioni di cantiere molto oneroso.

L'esempio che viene riportato nel presente capitolo è quello della costruzione della vasca di colmata di Ancona. Sono descritte le caratteristiche e le diverse fasi costruttive con le tecnologie utilizzate per l'impermeabilizzazione ed i controlli in corso d'opera che sono stati eseguiti. Attualmente, è in corso un monitoraggio per verificarne la tenuta idraulica. I dati raccolti fino ad oggi sono stati oggetto di una prima interpretazione e sono presentati di seguito.

3.1 Esempi di riempimenti a mare

Per meglio sottolineare come lo smaltimento di grandi quantità di materiali di dragaggio possa essere considerato una vera risorsa, vengono presentati alcuni esempi dei maggiori progetti eseguiti a livello mondiale di riempimenti a mare (land reclamation) concepiti per sviluppo territoriale e infrastrutturale. Di seguito sono presentati alcuni esempi simili per concezione, anche se a scala diversa, a livello locale nella città di Ancona. Lo scopo è quello di mostrare come, anche per una piccola città, i sedimenti siano risultati una risorsa per la costruzione di strategiche aree di espansione sia per il porto che per la città e continueranno ad esserlo anche nel futuro grazie ad una organizzazione integrata delle "risorse".

3.1.1 Kansai, aeroporto internazionale di Osaka

L'alta densità di popolazione che caratterizza il Giappone, ha fatto sì che si sviluppassero, soprattutto nelle grandi città come Tokyo e Osaka, molteplici progetti di espansione territoriale costruiti su delle vere e proprie

isole artificiali a mare in grado di creare nuovi spazi per le attività sociali, industriali e commerciali del Giappone. Ne è un esempio il riempimento a mare realizzato per ospitare l'aeroporto internazionale di Osaka.

L'area della baia di Osaka ha una forma ovale e dimensioni di circa 60km per 30km (Figura 45, Figura 46). La città di Osaka è una grande realtà portuale e aeroportuale e uno dei maggiori centri finanziari del Giappone.

L'aeroporto è stato costruito, su progetto di Renzo Piano, è situato su di un'isola artificiale distante 5 km dalla terraferma, cui si collega tramite un ponte a due livelli: il superiore per il traffico su gomma, l'inferiore per quello su rotaia.

La prima fase, inaugurata nel 1994 è costituita da un'isola artificiale di circa 510ha; la media di profondità del fondale era di 18 m. La seconda fase, inaugurata nel 2007, è costituita da una seconda isola artificiale, a fianco della precedente, di 545ha (Figura 47).

La piattaforma poggia su pali di sostegno che attraversano 20 metri di mare e 20 metri di strato fangoso per poi piantarsi in 40 metri di roccia.

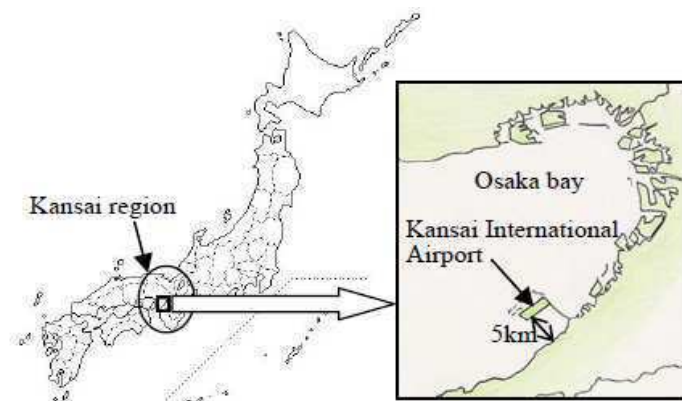


Figura 45: Osaka Bay e localizzazione del Kansai International Airport.



Figura 46: Osaka, vista aerea dell'aeroporto di Osaka.



Figura 47: Osaka, l'isola artificiale nella prima e seconda fase.

Per ovviare agli assestamenti dovuti al carico della struttura applicato sugli strati di terreno sottostante, sono stati predisposti particolari pilastri dotati di martinetti idraulici che, abbinati ad un costante sistema di controllo degli spostamenti, bilanciano i cedimenti del terreno.

L'area dell'isola è stata inizialmente recintata con un'opera di cinturazione tradizionale a scogliera, successivamente è stato stabilizzato il terreno fangoso del fondale marino tramite l'esecuzione di dreni verticali e il successivo riporto di 2 m di materiale sabbioso.

All'interno del perimetro sono poi stati scaricati 150 milioni di m³ di terra e sedimenti, nella zona di I fase, e 250 milioni di m³ nell'area di II fase, per riempire i 30 metri sopra il fondo marino, nella parte interna della recinzione a mare (Figura 48, Figura 49).

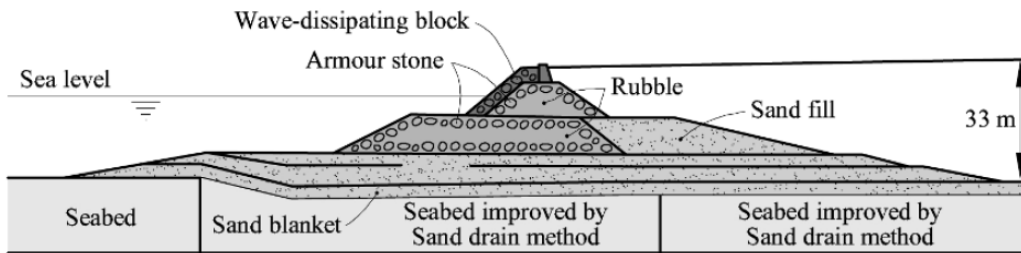


Figura 48: Osaka, sezione trasversale della cinturazione.



Figura 49: Osaka, prime fasi di costruzione dell'isola (Cianca 2015).

3.1.2 Singapore: aeroporto di Changi e sviluppo territoriale

Singapore è un'isola situata all'estrema punta della penisola di Malacca, a largo della costa orientale di Sumatra, e la sua situazione geografica è sempre stata considerata privilegiata nell'Oceano Indiano, in quanto costituiva il punto di incrocio delle grandi rotte marittime seguite dal commercio internazionale.

A causa, anche in questo caso, della scarsità di terreno per l'insediamento umano presente nell'area sono state progettate, già realizzate e previste per il futuro, numerosi progetti di riempimenti a mare (Figura 50).

L'area dello stato di Singapore attualmente utilizzata con operazioni di land reclamation è circa il 30% della totalità. Come risultato, la superficie di Singapore è cresciuta dai 581,5 km² del 1960 ai 712 km² del 2010.

Un esempio di espansione del territorio è l'Aeroporto di Changi, situato a Est dell'isola lungo la linea di costa. La costruzione di tale area è avvenuta secondo diverse fasi temporali e per aree distinte. La quantità di sabbia di dragaggio utilizzata solo per il consolidamento del fango di cui è costituito il fondale marino nell'impronta dell'area in costruzione è risultata pari a circa 40 milioni di m³.



Figura 50: Progetti di land reclamation nell'isola di Singapore.

3.1.3 Principato di Monaco, Montecarlo: Quartiere di Fontvieille

Nel 1949, con la successione del Principe Ranieri III, il principato di Monaco subisce una radicale trasformazione del territorio. Il cosiddetto "Principe costruttore", infatti, espande di circa un quinto l'area del Principato tramite l'utilizzo di riempimenti a mare; crea fra l'altro la spiaggia del Larvotto, il moderno quartiere di Fontvieille, la diga galleggiante che permette l'attracco delle grandi navi da crociera, e tutta una serie di edifici destinati a spettacoli, congressi e incontri internazionali (Figura 51).

Il Quartiere di Fontvieille, costruito tra il 1965 e il 1972, si estende per un totale di circa 32 ettari su cui vive circa il 10% della popolazione del principato.

Il quartiere ha una larghezza di 180 m ed una profondità di 35 metri dal l.m.m.; inizialmente sull'area marina vengono deposte le rocce, provenienti dai lavori di ampliamento della strada per Nizza, fino a formare una vera e propria scogliera di contenimento alta circa 20 m. Sopra a tale opera sono poi stati posti dei cassoni multicellulari prefabbricati in cemento armato di metri 5m x 5m, alti circa 15. Il riempimento dell'invaso è

avvenuto poi tramite l'utilizzo di 8.000.000 m³ di limo, dragati dal delta del Rodano. Il molo a completamento dell'opera di difesa a mare è stato poi completato con opere di smorzamento del moto ondoso.

Lateralmente, il riempimento a mare, è stato completato con la realizzazione di due porticcioli turistici di Fontvieille e di Cap d'Ail (Figura 52).

Anche in questo caso, a causa delle caratteristiche meccaniche scarse del materiale costituente il riempimento e alla presenza di depositi sabbiosi naturali sottostanti il riempimento, è stato necessario eseguire l'addensamento del terreno per far sì che la nuova area emergente potesse accogliere la costruzione dei nuovi edifici.



Figura 51: Montecarlo, il quartiere di Fontvieille.



Figura 52: Montecarlo, fasi di riempimento dell'area.

3.1.4 Piano di espansione portuale di Ancona: la darsena commerciale

Il porto di Ancona, come già descritto al §1.1 negli ultimi 10 anni ha visto triplicare il traffico di container. Il piano di sviluppo portuale non ha potuto non tener conto di questi dati per progettare l'ampliamento delle strutture legate alla gestione a terra del traffico dei container. In particolare, il piano prevede la realizzazione di 220.000 mq di piazzali la maggior parte dei quali con la funzione di area di stoccaggio dei container. È inoltre in corso il piano di potenziamento delle infrastrutture per il trasporto degli stessi. In particolare, nei primi anni 2000 è stato realizzato un riempimento a mare per permettere il collegamento ferroviario interno dell'attuale piazzale di stoccaggio container; è inoltre prevista la realizzazione di un ampliamento del piazzale di circa 90.000 mq al termine del completamento della vasca di colmata, attualmente in fase di riempimento.

Questa necessità è stata coniugata alle esigenze di dragaggio dei porti della Regione, come esposto al Cap. 2, in modo da utilizzare i sedimenti come risorsa per l'espansione portuale. In Figura 53 si può vedere lo sviluppo portuale nel corso degli anni.



Figura 53: Ancona, espansione della darsena commerciale del porto di Ancona dal 2000 ad oggi.

3.1.5 Piano di espansione portuale di Ancona: studio di fattibilità del nuovo approdo per le navi da crociera

I dati relativi al traffico di passeggeri, a contrario di quello dei container, negli ultimi anni ha mostrato un calo considerevole. La principale causa è che l'attuale pescaggio del porto di Ancona non permette l'ormeggio delle grandi navi da crociera. Per tale ragione, in ottica di un possibile investimento futuro, l'autorità portuale

di concerto con le amministrazioni locali ha promosso lo studio di fattibilità del nuovo molo per le navi da crociera, incaricando l'Università Politecnica delle Marche. Il progetto prevede la realizzazione di una nuova darsena per mezzo di nuove banchine e di una vasca di colmata per la realizzazione del piazzale antistante le banchine. La necessità di realizzare il battente d'acqua della quota necessaria a garantire il pescaggio minimo per le grandi navi da crociera, comporterebbe l'escavo di circa 1 milione di metri cubi di materiali dragati. Il progetto preliminare presentato è stato pensato per riutilizzare tutti i materiali dragati all'interno dello stesso progetto per la realizzazione dei piazzali. Questo permette un consistente risparmio di risorse che altrimenti sarebbero dovute essere impiegate per la gestione dei sedimenti dragati. Una immagine del progetto è riportata in Figura 54.



Figura 54: Ancona, progetto preliminare della realizzazione della nuova banchina per l'ormeggio delle grandi navi da crociera nel porto di Ancona.

3.1.6 Piano strategico di Ancona: realizzazione di un riempimento a mare per il lo sviluppo infrastrutturale e strategico della città, lungomare di Torrette

Proprio di recente, il comune di Ancona ha approvato un piano strategico (StrategicAncona) che comprende diversi progetti di sviluppo e riqualificazione della città. Uno di questi è quello che riguarda il potenziamento dell'infrastruttura stradale nel tratto della via Flaminia che collega la stazione al quartiere di Torrette. Il progetto prevede il raddoppio dell'attuale sede stradale e vista la presenza verso monte della collina di Posatora che è interessata dalla grande frana di Ancona (1982) tutt'oggi ancora attiva, è stato proposto un riempimento a mare per realizzare l'allargamento stradale ed il nuovo lungomare che in quella zona è attualmente inesistente vista anche la presenza della ferrovia. Una planimetria del progetto proposto è riportata in Figura 55. Il riempimento a mare sarà parzialmente realizzato utilizzando i materiali provenienti dagli sfridi delle gallerie, realizzate nell'ambito dello stesso progetto, e completato con i materiali provenienti dai dragaggi di manutenzione e di investimento nelle aree portuali di Ancona. La realizzazione di un riempimento in quella zona costituisce un rinforzo al piede del versante interessato dalla grande frana di Ancona (Figura 56), portando sicuramente un contributo positivo alla stabilità del versante, anche se la stima del contributo apportato resta di difficile valutazione.

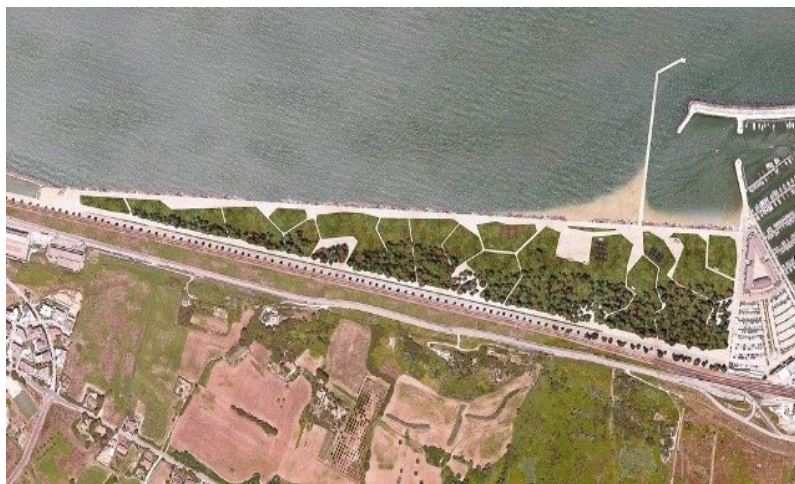


Figura 55: Ancona, progetto preliminare del lungomare di collegamento fra il Porto Turistico e Torrette.

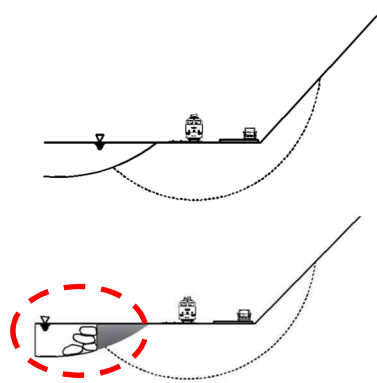


Figura 56: Grande frana di Ancona (immagine lungomare, 1982). Ipotesi di riempimento a mare per il miglioramento della stabilità della grande frana di Ancona.

3.2 Progetto e fasi realizzative della vasca di colmata di Ancona

La vasca di colmata costruita nella darsena commerciale del porto di Ancona è stata realizzata con un sistema di perimetrazione adeguato ad accogliere sedimenti fino alla classe di qualità D (cioè quei materiali per i quali l'unica opzione di gestione possibile è quella di conferimento in bacini conterminati impermeabili).

La conterminazione è stata realizzata tramite un palancolato metallico infisso fino ad una profondità media di circa 20 metri. Tale profondità d'infissione è risultata sufficiente a garantire un'adeguata penetrazione del setto all'interno dello strato coesivo di base (Figura 57). Tramite l'esecuzione di sondaggi e prove preliminari all'esecuzione della vasca, era nota, infatti, la presenza sotto all'impronta della vasca di uno strato naturale di base con caratteristiche di permeabilità idonee secondo la normativa ("*...almeno pari 1 metro di terreno con coefficiente di permeabilità $k=1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}...$* ") a costituire il tappo di fondo della vasca.

L'impermeabilizzazione laterale, invece, è stata garantita grazie all'utilizzo di particolari sistemi di impermeabilizzazione dei giunti tra gli elementi costituenti del palancolato e a un sistema di controllo di perfetto aggancio degli elementi (ingargamatura) per tutta l'altezza del setto.

Sono state utilizzate due diverse sezioni di palancole metalliche relative allo scopo da assolvere in sito. Il palancolato realizzato lungo il lato terra è costituito da 972 palancole con profilo AU14 di lunghezza 20,90 m, per uno sviluppo complessivo di 730,00 m con funzione solamente idraulica, mentre il palancolato realizzato a mare era costituito da 448 palancole con profilo AZ26 di lunghezza 20,40 m, per uno sviluppo complessivo di 565,00 m, che doveva garantire anche la stabilità strutturale (Figura 58).

Per le palancole sul lato a terra la funzione strutturale è secondaria; la palancola è infissa per quasi tutta la sua lunghezza all'interno del terreno lavorando quindi in condizioni di equilibrio. Per quanto riguarda le

palancole infisse a mare, queste, invece, lavorano in condizioni di spinta diverse nei lati interno/esterno della vasca; sul lato interno agiscono le spinte attive del materiale all'interno della vasca, dell'acqua interstiziale e del sovraccarico prodotto dalla sovrastruttura finale, alle quali si oppongono, sul lato esterno, la pressione idrostatica, la spinta della scogliera e la spinta passiva del terreno al di sotto del fondale. Sul palancolato a mare il carico sovrastante è ripartito da un cordolo in calcestruzzo armato.

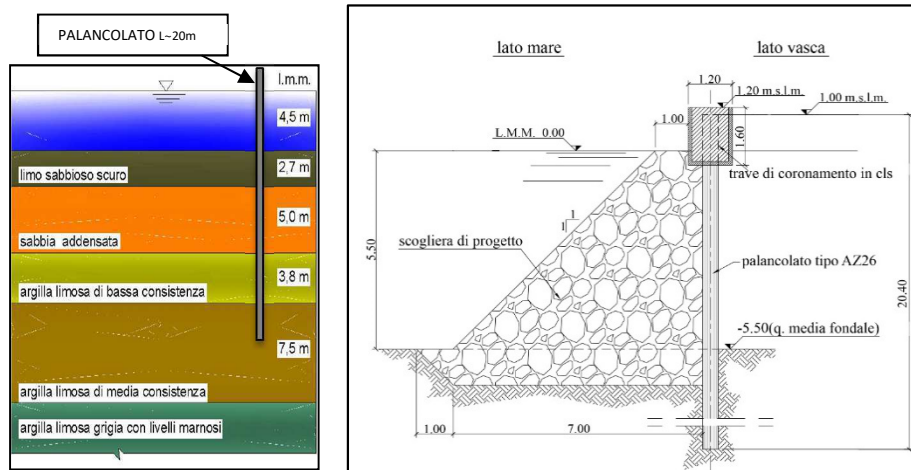


Figura 57: Stratigrafia tipo - Particolare costruttivo del palancolato a mare (Pasqualini et al. 2014).



Figura 58: Planimetria palancolato.

3.2.1 Trattamento di impermeabilizzazione del giunto

I giunti fra gli elementi del palancolato rappresentano il punto debole della struttura dal punto di vista della tenuta idraulica. Per garantire la tenuta idraulica dei giunti ed evitare fenomeni di filtrazione di inquinanti verso l'esterno della vasca è stato previsto un sistema di impermeabilizzazione costituito da una resina epossidica idro-espandente di tipo Roxan.

Tale sistema utilizza come sigillante una resina monocomponente a base di prepolimeri uretanici aventi le seguenti caratteristiche certificate.

Grado di impermeabilizzazione del giunto con pressioni:

- pari a 100 kPa = $3 \cdot 10^{-11}$ m/s
- fino a 200 kPa = $3 \cdot 10^{-10}$ m/s

Densità a 20°C = 1.22 kg/m³

Massima espansione:

- In acqua dolce = 115%
- In acqua marina = 90%
- In ambiente alcalino = 115%

Punto di infiammazione = 500°C

Condizione di applicazione:

- Su superficie rivestita di uno strato d'acqua = Impossibile
- Su metallo umido (punto di rugiada) = Eccellente
- Su metallo a -10°C = Delicato o critico
- Su metallo fra +5 e +70 °C = Eccellente

Durabilità in diversi ambienti:

- Acqua con pH fra 3.5 e 7.5 = Eccellente
- Acqua marina = Eccellente
- Olio minerale = Eccellente
- Benzina = Eccellente

Per quanto riguarda l'applicazione della resina sui giunti, i profilati arrivano in cantiere con il sigillante già inserito all'interno del gargame "femmina"; le palancole di tipo Z, che arrivavano dallo stabilimento di produzione già saldate a due a due, erano provviste di resina anche all'interno del gargame saldato (Figura 59). Per non compromettere le proprietà del sistema di impermeabilizzazione, inoltre, le palancole sono state tutte stoccate in cantiere con il giunto trattato rivolto verso il basso (Figura 60) al fine di evitare il contatto prolungato con l'eventuale acqua stagnante all'interno di esso tale da provocare una prematura espansione e perdita di aderenza del prodotto. Per far sì che l'infissione delle palancole con tale sistema sia favorita e per evitare il rischio di stripping e il superamento della temperatura critica, pari a 130°C, al di sopra della quale si potrebbe danneggiare la resina, è necessario prevedere la lubrificazione del gargame trattato prima della messa in opera di ogni elemento.

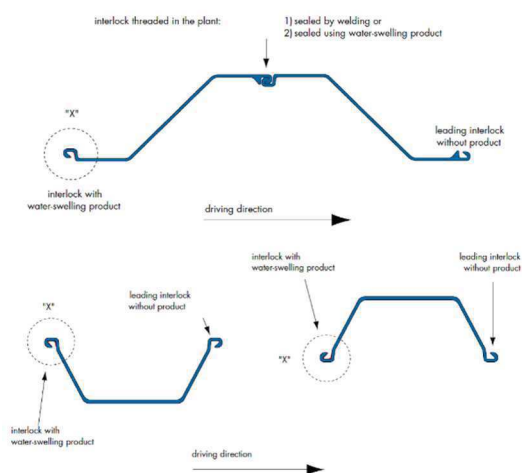


Figura 59: Trattamento con Roxan per palancole con sezione a Z (sopra) e sezione a U (sotto) (Cianca 2015).



Figura 60: Stoccaggio in cantiere delle palancole trattate (Cianca 2015).

Al fine di valutare l'effettiva affidabilità del sistema, è stata eseguita in cantiere una prova di tenuta del giunto trattato. In particolare, è stata progettata una scatola stagna costituita da due spezzoni di palancola da 1 metro ciascuno sui quali è stato posto un tubo piezometrico tale da imprimere una pressione sul giunto e da verificarne la tenuta, come mostrato in Figura 61 e Figura 62.

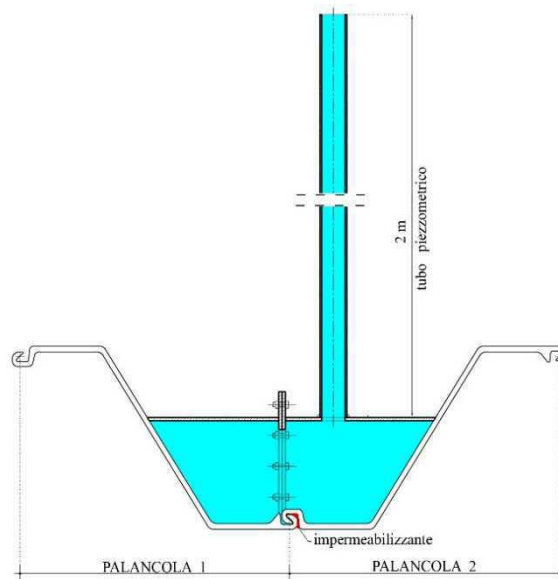


Figura 61: Sezione trasversale della prova di tenuta del giunto (Cianca 2015).

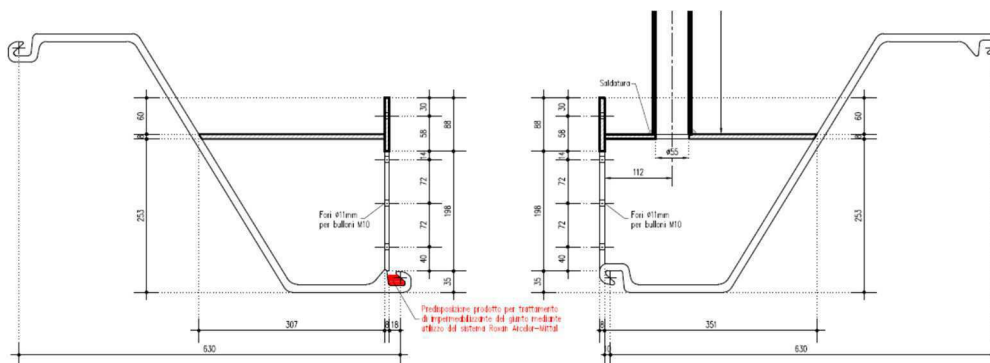


Figura 62: Particolare progettuale prova di tenuta (Cianca 2015).

La prova è stata condotta secondo la seguente procedura (Figura 63):

- è stato applicato il sigillante, con l'utilizzo di un'apposita pistola, direttamente all'interno del gargame asciutto, mediante un sistema di alimentazione collegato ad un compressore;
- successivamente sono state ingargamate le due sezioni di palanca e si è proceduto alla chiusura della scatola, sigillandone i lati per mezzo di bulloni e silicone;
- si è poi installato il tubo piezometrico, di lunghezza 2m e diametro interno 55 mm, nel lato opposto all'ingargamatura;
- l'intera scatola è stata posizionata, all'interno di un contenitore con dell'acqua, in modo che da consentire al sigillante all'interno del giunto di espandere a contatto con l'acqua;
- trascorse 24 ore, è stata tolta dal recipiente e lasciata asciugare all'aria, sono stati poi riempiti d'acqua la camera stagna e il tubo in modo da garantire una pressione d'acqua di gran lunga superiore a quella attesa nella vasca di colmata per effetto del dislivello d'acqua tra la parte interna ed esterna alla vasca durante il suo riempimento e a riempimento ultimato. Affinché si potessero valutare correttamente i risultati ottenuti è stato necessario impedire il contatto della scatola con acqua proveniente dall'esterno (precipitazioni, ecc.);
- dopo aver monitorato per almeno 2 settimane che non vi fosse passaggio d'acqua in corrispondenza del gargame, si è attestata la perfetta riuscita della prova.

Per valutare la veridicità della prova si deve aver presente che le due sezioni di palancole relative alla prova non hanno subito le operazioni di vibro-infissione che subiscono durante la reale messa in opera, il sigillante, pertanto, non è stato sottoposto alle forze attritive a cui risulta essere sottoposto. Si deve però notare anche che le condizioni di spinta idraulica alle quali lavorano le palancole in opera sono di molto inferiori rispetto a quelle testate durante la prova, svolta quindi a favore di sicurezza, e che nelle reali condizioni del sito, le particelle fini presenti in sospensione insieme all'acqua tendono, spostandosi verso la zona di minor gradiente, ad ostruire il giunto e a favorirne quindi l'impermeabilizzazione.

Per tutti questi motivi quindi il risultato della prova di tenuta può essere considerato attendibile.



Figura 63: Fasi della prova di tenuta del giunto.

3.2.2 Sistema di verifica della continuità del palancoato

Per garantire la perfetta impermeabilizzazione della vasca di colmata, oltre a garantire la tenuta idraulica dei giunti, è stato necessario verificare la continuità tra palancole contigue per tutta la lunghezza delle stesse, fino al raggiungimento dello strato impermeabile di base. Tale verifica è stata eseguita mediante l'uso del sistema brevettato Dixeran.

Il Dixeran è un rilevatore di sgargamamento, ossia un dispositivo in grado di verificare se sia avvenuto o meno il perfetto infilaggio fra i giunti di palancole adiacenti. È costituito essenzialmente da tre componenti: un perno, un cavo di alimentazione, uno strumento di rilevazione e monitoraggio. Il perno (Figura 64a) è installato all'interno del gargame della palanca in corrispondenza della profondità prevista per la verifica; generalmente la distanza minima raccomandata per l'installazione del sensore è pari a 0,50m dal piede della palanca per evitare che la penetrazione di sassi o ghiaie nel gargame possa provocare danni e falsare i risultati del controllo.

L'alimentazione è realizzata per mezzo di un cavo elettrico (Figura 64b) che consente il collegamento tra il sensore in profondità e l'unità di monitoraggio in superficie. Il cavo è alloggiato in un tubo metallico di protezione a parete interna liscia (per facilitarne il passaggio); all'interno del tubo il cavo viene successivamente fissato per mezzo di una schiuma indurente che ne impedisce lo scivolamento quando è in posizione verticale. Il filo elettrico corre lungo tutta la lunghezza della palanca fino a circa 50 cm dalla testa di questa, in modo da non essere danneggiato dalla pinza del vibroinfissore.

Infine il cavo di alimentazione è collegato tramite due conduttori ai due terminali rosso e nero dell'unità di monitoraggio (Figura 64c), chiudendo così il circuito. Tale unità, che rappresenta lo strumento di lettura del sistema, permette di registrare in superficie non soltanto la continuità o l'interruzione del circuito ma anche di rilevare i diversi tipi di rottura tramite un display con sette diodi elettroluminescenti (led).

In corso d'opera, il controllo dell'ingargamatura è verificato in due fasi: la prima dopo aver infisso la palanca dotata di Dixeran, per cui il circuito elettrico deve risultare chiuso da cui risulta che il perno è ancora intatto, la seconda dopo l'infissione della palanca successiva tramite cui è verificata l'effettiva ingargamatura tra le due palancole, il circuito elettrico deve risultare aperto, dimostrando che il perno alla base è stato rotto e che quindi l'ingargamatura è avvenuta correttamente (Figura 65).

Nel cantiere della vasca di colmata del Porto di Ancona, la palanca dotata di Dixeran è utilizzata ogni 4 palancole; più precisamente la terza è dotata di sensore Dixeran saldato e la quarta va ad ingargamarsi e a rompere il sensore.

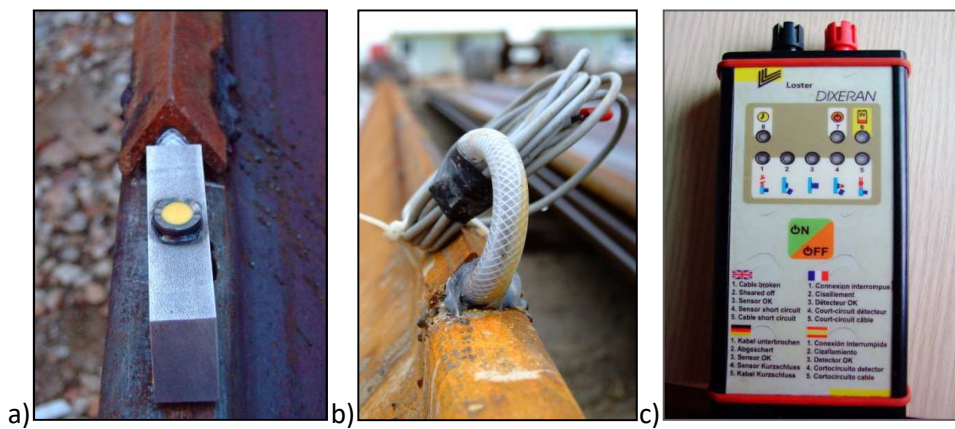


Figura 64: Sistema Dixeran: a) perno alla base, b) cavo elettrico alla testa, c) unità di monitoraggio.

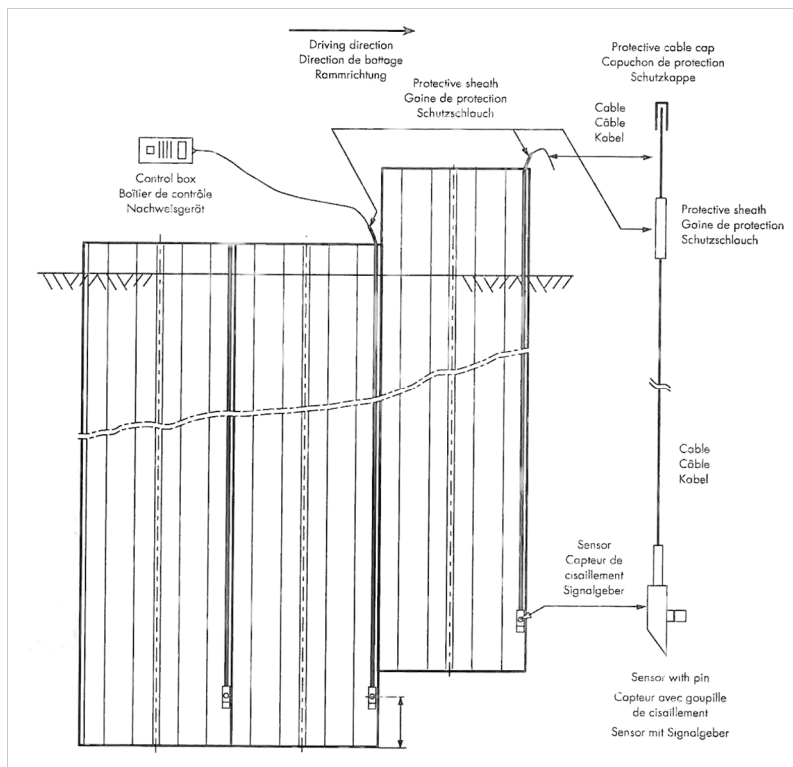


Figura 65: Schema di installazione degli elementi che compongono il sistema Dixeran.

Anche tale sistema, come quello per l'impermeabilizzazione dei giunti è stato testato mediante una prova di simulazione di funzionamento in cantiere.

Dopo aver installato il sensore all'interno del giunto su una sezione di palancole, è stata verificata la continuità del circuito; successivamente è stato inserito uno spezzone di gargame "femmina", lungo circa 10 centimetri, in quello dotato di dispositivo, in modo da simulare la fase d'infissione tra due palancole adiacenti (Figura 66). L'inserimento dello spezzone all'interno del gargame della palancole dotata di Dixeran® ha provocato la rottura del perno, che è stata registrata dal dispositivo di misura segnalando circuito aperto. L'esito positivo della prova ha messo in luce l'efficacia del dispositivo nel monitorare la completa ingargamatura dei profilati direttamente in superficie.



Figura 66 Prova di funzionamento sistema Dixeran in cantiere.

3.2.3 Protezione dalla corrosione

Le palancole infisse sul lato a mare della vasca di colmata, come già visto nei capitoli precedenti, sono soggette a fenomeni di corrosione indotti dai cloruri presenti nell'acqua di mare. In particolare, la perdita di spessore dell'acciaio è localizzata nei punti esposti a rapidi cicli di asciutto e bagnato, ovvero nel bagnasciuga e nel livello di acqua bassa. Come già visto, ci sono diverse modalità di protezione delle palancole dal fenomeno della corrosione, la modalità scelta nel caso del Porto di Ancona è stata quella di impiegare uno spessore di "sacrificio" dotando tutte palancole AZ26, nei primi 10 m rispetto alla testa, di strati di rivestimento epossidico (Figura 67). In particolare le palancole sono state trattate in stabilimento di produzione con un particolare prodotto di rivestimento applicato tramite la sovrapposizione di più strati, per uno spessore non inferiore a 300 µm.

La verniciatura è preceduta da una sabbiatura abrasiva per asportare le scorie di laminazione e preparare la superficie al trattamento. Dopodiché, il rivestimento si compone di una o due mani di *primer* a base di

zinco, usato per la sua buona capacità di inibire la corrosione, uno strato intermedio, per incrementare lo spessore totale e aumentare così la distanza tra l'umidità e la superficie ed uno strato superiore per preservare lo strato sottostante (vernici poliuretatiche) o per aumentare la resistenza ad aggressioni chimiche e meccaniche (vernici e resine epossidiche).

Tale rivestimento applicato sulle palancole del lato mare della vasca di colmata è stato verificato in cantiere mediante uno spessimetro, strumento in grado di rilevare lo spessore del rivestimento epossidico mediante induzione magnetica.

La prova è stata svolta su tre palancole appartenenti ad ogni lotto di produzione ed è consistita nella taratura iniziale della testina di misurazione, con fogli di calibrazione appositi di cui è munito lo strumento, per poi procedere con la lettura a campione dell'altezza dello strato protettivo (Figura 68) con misurazioni di almeno 10 battute al metro quadrato.

Dalle misurazioni effettuate, lo spessore richiesto è risultato sempre abbondantemente soddisfatto.



Figura 67: Rivestimento epossidico per le palancole lato mare.



Figura 68: Taratura spessimetro e svolgimento prova.

3.3 Monitoraggio della tenuta idraulica della vasca

Al termine della costruzione della vasca di colmata il collaudatore in accordo con il certificatore esterno delle operazioni (Prof. Pasqualini) ha stato effettuato una prova di semplice esecuzione per verificare la tenuta idraulica della stessa. La prova è consistita nel porre alcuni contenitori graduati in sito e monitorare il livello interno sia della vasca che del contenitore per un periodo di tempo di circa due mesi. I risultati sono stati ritenuti soddisfacenti poiché i livelli monitorati hanno mostrato una sovrapposizione molto buona, considerando anche il fattore di scala che certamente incide sugli apporti dovuti alle precipitazioni e sull'evaporazione, vista la differenza fra le dimensioni della vasca e dei contenitori utilizzati (Figura 69).

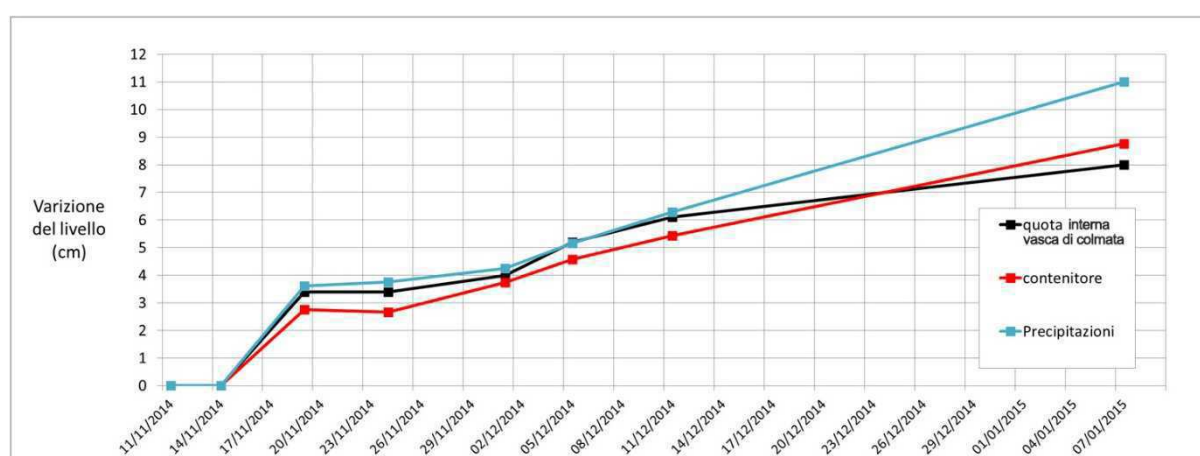


Figura 69: Monitoraggio del livello della vasca di colmata e dei contenitori posti in sito .

A due anni dalla prova di collaudo, nell'ambito del progetto di riempimento della vasca, l'Autorità del Sistema Portuale ha installato un sistema di monitoraggio sul lato mare della vasca per verificarne nuovamente la tenuta nel tempo fino al completamento del suo riempimento.

L'attrezzatura installata monitora diversi parametri ambientali in continuo. In particolare, le misure sono discretizzate in intervalli di tempo di 10 minuti, nei quali lo strumento effettua 30 misure e restituisce una media delle misurazioni effettuate per una migliore gestione dei dati. I dati sono registrati in sito con un data logger e trasmessi al server posto nella vicina sede del Consiglio Nazionale delle Ricerche (per l'elaborazione). I dati registrati sono: i livelli della vasca e della marea, le temperature dell'acqua di mare e vasca, la temperatura dell'aria, l'umidità relativa, i dati di pioggia (mm ogni 10 minuti), i dati di vento (direzione e intensità) i dati relativi alla corrente marina, in tre punti lungo il battente d'acqua e la torbidità.

I dati registrati sono pubblicati quasi in tempo reale su di una piattaforma informatica liberamente accessibile sul sito dell'autorità del sistema portuale (Figura 70). Direttamente su Internet è quindi possibile tenere sotto controllo tutti i parametri ambientali registrati e le misure del livello interno ed esterno al cordolo della vasca dell'acqua. Inoltre, sono integrati i risultati delle analisi chimiche che vengono effettuate periodicamente. Questi risultati sono decisivi per l'apertura o la chiusura delle paratoie di sfioro della vasca. Tali paratoie mettono in comunicazione l'acqua interna alla vasca con il mare e vengono utilizzate quando c'è la necessità di far uscire l'acqua dall'interno della vasca che si innalza solitamente per il conferimento di materiale al suo interno. Se però le analisi chimiche interne, che vengono effettuate con cadenza trimestrale, sia all'interno che all'esterno della vasca mostrano dei livelli di contaminazione non compatibili la possibilità di apertura delle saracinesche non è possibile.

La strumentazione è già attiva da un anno. Di seguito sono presentati i risultati dei sei mesi successivi all'ultimo conferimento.

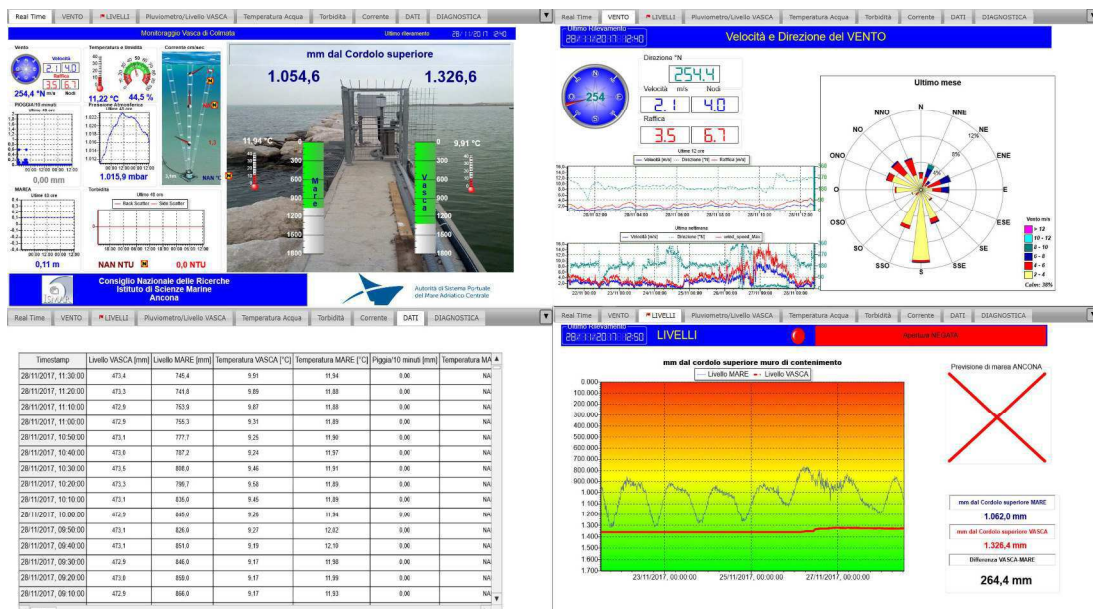


Figura 70: Alcune schermate prese dalla piattaforma web per la pubblicazione dei dati del monitoraggio in atto presso la Vasca di Colmata di Ancona. (Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale Sito web: <http://webgisap.an.ismar.cnr.it>)

3.3.1 Analisi dei dati

I dati di seguito presentati sono quelli raccolti dalla stazione di monitoraggio installata presso la vasca di colmata, affiancati in parte da altri dati raccolti dalla stazione ISMAR in prossimità del Largo Fiera della Pesca situato a poche centinaia di metri dalla vasca. Questa integrazione è stata resa necessaria da alcune defezioni della strumentazione della vasca di colmata, che sono state poi risolte.

I dati di partenza sono stati gli output forniti dal sistema ad intervalli di 10 minuti. La stazione interna alla vasca fornisce temperatura e livello dell'acqua di mare, temperatura e livello dell'acqua interna alla vasca di colmata e rileva i millimetri di pioggia caduti; la stazione ISMAR fornisce dati sulla temperatura, pressione atmosferica, velocità e direzione del vento, su millimetri di pioggia caduti e sull'umidità relativa.

I dati utili alla verifica della tenuta idraulica della vasca di colmata, sono stati selezionati e riorganizzati secondo lo schema che si riporta in Figura 71. Le numerose informazioni (1 dato ogni 10 minuti) sono state condensate in un unico valore rappresentativo dell'intera giornata e poi dell'intero mese, così da permettere una migliore rappresentazione dei dati analizzati. In particolare: per il livello del mare si è considerato il livello medio su base giornaliera e su base mensile; per quanto riguarda il livello interno della vasca che mostra un andamento che varia più lentamente nel tempo, si è fatto riferimento in modo arbitrario al livello registrato a fine giornata (dato delle 23:50) per il confronto con i dati di pioggia ed al dato registrato nell'ultimo giorno del mese (ad esempio per il mese di marzo il dato considerato è quello del giorno 31 alle ore 23:50) per altre elaborazioni; la velocità del vento, la temperatura e l'umidità relativa sono state mediate sulla giornata e sul periodo mensile; i dati di pioggia sono stati, invece, cumulati sia per la giornata che per il mese considerato.

Nella prima fase si è confrontato per ogni mese, su base giornaliera, l'andamento del livello interno alla vasca con i dati di pioggia cumulati giornalieri. Dalle rappresentazioni grafiche risulta chiaro un accordo per quanto riguarda l'andamento crescente del livello interno della vasca in concomitanza con gli eventi piovosi, come è possibile osservare in Figura 72 e Figura 73 dove si riportano i dati registrati divisi per trimestri.

Il controllo qualitativo tra il livello interno della vasca mostra un accordo dell'andamento del grafico con gli apporti dovuti alle altezze di pioggia. Mentre nei periodi non piovosi si registra una diminuzione del livello interno della vasca, risulta invece evidente l'innalzamento del livello interno della vasca durante gli eventi piovosi.

Dopo aver verificato l'accordo dal punto di vista qualitativo dei dati registrati, per verificare la tenuta della vasca di colmata è necessario effettuare un approfondimento che miri a stimare secondo metodi di comprovata affidabilità il contributo dovuto all'evaporazione (zona sommersa della vasca) e all'evapotraspirazione (zona emersa). Questo è necessario in modo particolare quando il livello della vasca

di colmata supera il livello del mare, in questo caso infatti bisogna valutare possibilità che vi sia un flusso dall'interno della vasca verso l'esterno con conseguente possibile trasporto di contaminanti.

Da una prima ricerca bibliografica effettuata è subito emerso che i dati da tenere in considerazione sono molteplici: i dati ambientali già registrati dalle stazioni, la radiazione solare, propria della latitudine di riferimento, i dati relativi alle ore di luce della giornata, la vegetazione presente nella zona emersa, la salinità dell'acqua, i dati del vento.

Un parametro relativamente importante è la salinità dell'acqua, visto che la maggior parte delle correlazioni è stata tarata su specchi d'acqua dolce o salmastra, mentre la vasca presenta una salinità tipica dell'acqua di mare (valori compresi fra il 36‰ e il 38‰). Per tale ragione, si stanno valutando delle correzioni sulla base di correlazioni empiriche che legano la diminuzione di evaporazione con la salinità della soluzione. In laboratorio questo aspetto è stato indagato mediante l'osservazione nel tempo dell'evaporazione di quattro cilindri, in condizioni ambientali identiche, contenenti soluzioni di acqua e cloruro di sodio (NaCl) con salinità diversa, rappresentative di acqua salmastra, acqua di mare e soluzione ad alta salinità (15‰; 38‰; 100‰), confrontandolo con l'evaporazione dell'acqua distillata (0‰). I risultati, rappresentati in Figura 74, per quanto riguarda la soluzione al 38‰ di NaCl, mostrano una uniformità di evaporazione con la soluzione al 15‰ e una differenza con l'acqua distillata e la soluzione con salinità elevata.

È chiaro che la stima di tali apporti non è semplice. Uno studio preliminare mediante l'applicazione di relazioni di letteratura è in corso, con lo scopo di creare un modello e di effettuare un primo confronto fra i dati registrati ed i dati attesi dalle prove. Tuttavia dopo che il modello sarà impostato sulla base delle relazioni di letteratura, sarà necessario integrare i dati con misure dirette in sito per migliorare l'affidabilità del modello, vista l'estrema difficoltà di stimare tali apporti.

	Liv.mare medio gg [mm]	Liv.vasca fine gg [mm]	Pioggia cumulata [mm]	Temp. Acqua Vasca [°C]	Pw sup. acqua [kPa]	Vel.med vento [m/s]	Temp aria [°C]	Pa parziale nell'atmosfera [kPa]	Umidità Relativa med [%]	Alba [hh:mm]	Tramont o [hh:mm]	Ore di luce [h]	Ind. calore medio mensile	Tmax gg [°C]	Tmin gg [°C]
01/04/2017 23:50	-19,60	910,00	0,00	16,67	1889,01	2,47	16,19	1832,12	65,59	05:44	18:34	12,83	5,92	21,93	12,91
02/04/2017 23:50	61,59	907,00	0,00	16,75	1899,40	2,59	14,88	1684,82	87,97	05:43	18:35	12,87	5,21	16,96	13,22
03/04/2017 23:50	4,53	905,00	0,00	17,60	2004,21	1,73	15,26	1725,87	79,99	05:41	18:36	12,92	5,41	19,96	12,29
04/04/2017 23:50	33,47	901,00	0,00	16,55	1875,57	2,11	15,90	1799,18	73,65	05:39	18:37	12,97	5,77	21,40	13,28
05/04/2017 23:50	-23,46	899,00	0,00	16,18	1831,25	1,91	13,85	1575,14	85,12	05:37	18:39	13,03	4,67	16,19	11,68
06/04/2017 23:50	-24,83	896,00	0,00	16,73	1896,56	1,95	12,70	1461,30	84,30	05:36	18:40	13,07	4,10	15,28	10,70
07/04/2017 23:50	-61,12	891,00	0,00	17,12	1944,21	2,31	13,40	1529,64	62,38	05:34	18:41	13,12	4,45	17,71	10,26
08/04/2017 23:50	-104,34	886,00	0,00	17,26	1962,01	2,42	14,85	1681,43	64,49	05:32	18:42	13,17	5,20	19,27	9,94
09/04/2017 23:50	-99,65	882,00	0,00	18,45	2115,25	2,21	17,37	1975,56	56,70	05:30	18:43	13,22	6,59	23,27	11,84
10/04/2017 23:50	-84,68	877,00	0,00	18,92	2177,72	2,12	17,06	1936,68	60,70	05:29	18:45	13,27	6,41	24,66	11,62
11/04/2017 23:50	-54,11	873,00	0,00	18,91	2176,04	1,77	18,16	2076,30	55,97	05:27	18:46	13,32	7,05	22,74	13,26
12/04/2017 23:50	-70,40	869,00	0,00	18,81	2162,80	1,80	16,08	1820,17	77,93	05:25	18:47	13,37	5,86	18,09	13,90
13/04/2017 23:50	-5,36	864,00	0,00	19,45	2251,38	2,38	18,07	2064,72	58,90	05:23	18:48	13,42	6,99	21,27	13,74
14/04/2017 23:50	37,35	858,00	0,00	19,42	2246,81	2,43	18,40	2108,09	58,77	05:22	18:49	13,45	7,19	22,05	15,54
15/04/2017 23:50	79,95	861,00	5,00	18,72	2150,61	2,19	16,65	1887,09	77,13	05:20	18:51	13,52	6,18	20,13	13,36
16/04/2017 23:50	109,37	880,00	19,00	16,46	1864,35	2,60	15,58	1761,73	85,73	05:18	18:52	13,57	5,59	18,28	12,37
17/04/2017 23:50	65,04	881,00	2,40	15,67	1772,14	3,30	13,28	1517,93	70,79	05:17	18:53	13,60	4,39	14,96	11,38
18/04/2017 23:50	173,38	889,00	7,10	15,34	1735,60	4,66	11,86	1382,54	72,56	05:15	18:54	13,65	3,70	18,06	8,32
19/04/2017 23:50	125,29	882,00	1,70	15,43	1745,28	4,92	7,50	1030,24	55,25	05:14	18:55	13,68	1,85	12,72	6,97
20/04/2017 23:50	9,74	875,00	0,00	14,88	1684,19	4,68	10,64	1274,42	42,76	05:12	18:57	13,75	3,14	12,59	6,55
21/04/2017 23:50	-87,02	869,00	0,00	14,90	1686,99	2,59	9,40	1172,28	51,62	05:10	18:58	13,80	2,60	11,49	5,51
22/04/2017 23:50	-67,12	864,00	0,00	15,66	1770,86	2,80	12,66	1457,39	46,77	05:09	18:59	13,83	4,08	18,59	4,86
23/04/2017 23:50	-18,06	859,00	0,00	17,04	1934,50	3,07	14,63	1657,84	64,97	05:07	19:00	13,88	5,08	17,47	12,71
24/04/2017 23:50	-10,53	855,00	0,00	17,19	1952,67	3,10	15,30	1731,10	71,01	05:06	19:01	13,92	5,44	19,45	11,17
25/04/2017 23:50	30,86	851,00	0,00	16,85	1911,34	2,60	15,58	1762,64	73,05	05:04	19:03	13,98	5,59	20,33	11,03
26/04/2017 23:50	121,02	848,00	0,00	16,53	1872,98	2,81	16,99	1927,90	70,66	05:03	19:04	14,02	6,37	21,22	12,79
27/04/2017 23:50	132,30	847,00	0,70	17,79	2028,85	2,31	17,70	2017,10	75,77	05:01	19:05	14,07	6,78	22,02	15,44
28/04/2017 23:50	164,29	840,00	0,00	18,03	2059,59	4,03	17,47	1988,32	53,29	05:00	19:06	14,10	6,65	19,92	12,30
29/04/2017 23:50	35,65	836,00	0,00	16,98	1926,72	2,43	12,94	1484,19	65,99	04:58	19:07	14,15	4,22	15,27	10,04
30/04/2017 23:50	8,80	831,00	0,00	17,52	1994,76	2,45	12,90	1480,29	66,34	04:57	19:08	14,18	4,20	15,67	8,81
Resoconto Aprile	15,41	872,87		17,13	1950,79	2,69	14,77	1693,47	67,21	05:19	18:51	13,52	5,22	18,63	11,26
	(medio)	(medio)	(sommatoria)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)	(medio)

Figura 71: Esempio di rielaborazione dei dati per il mese di Maggio.

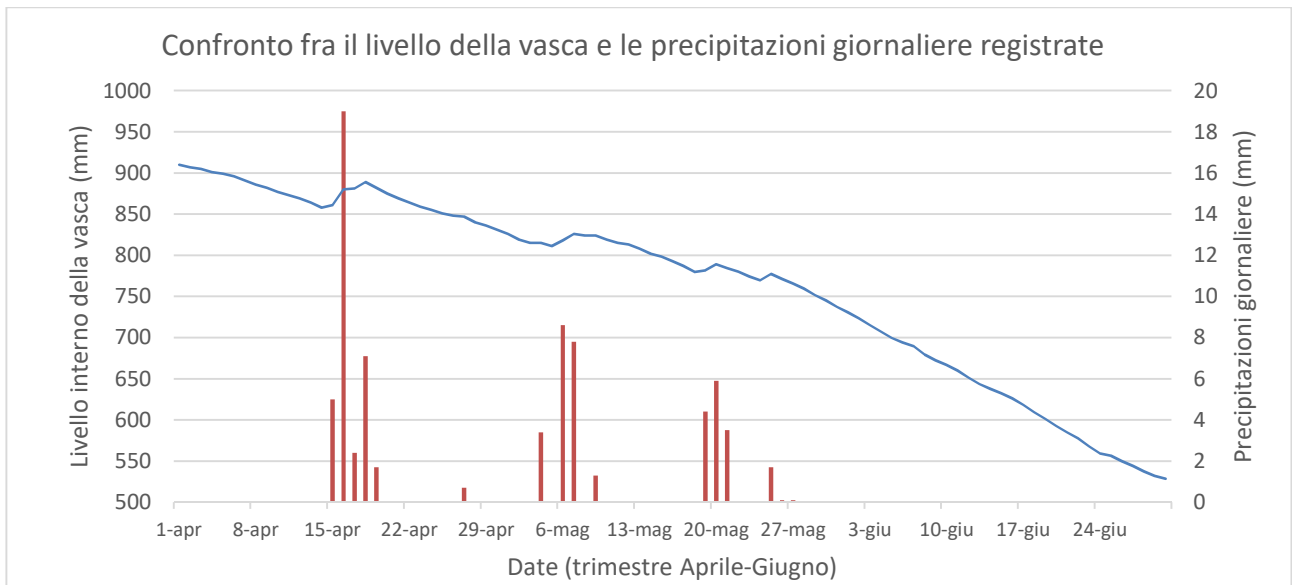


Figura 72: Confronto fra il livello interno della vasca (linea in blu) e le precipitazioni registrate (istogramma in arancione) per il trimestre Aprile-Giugno.

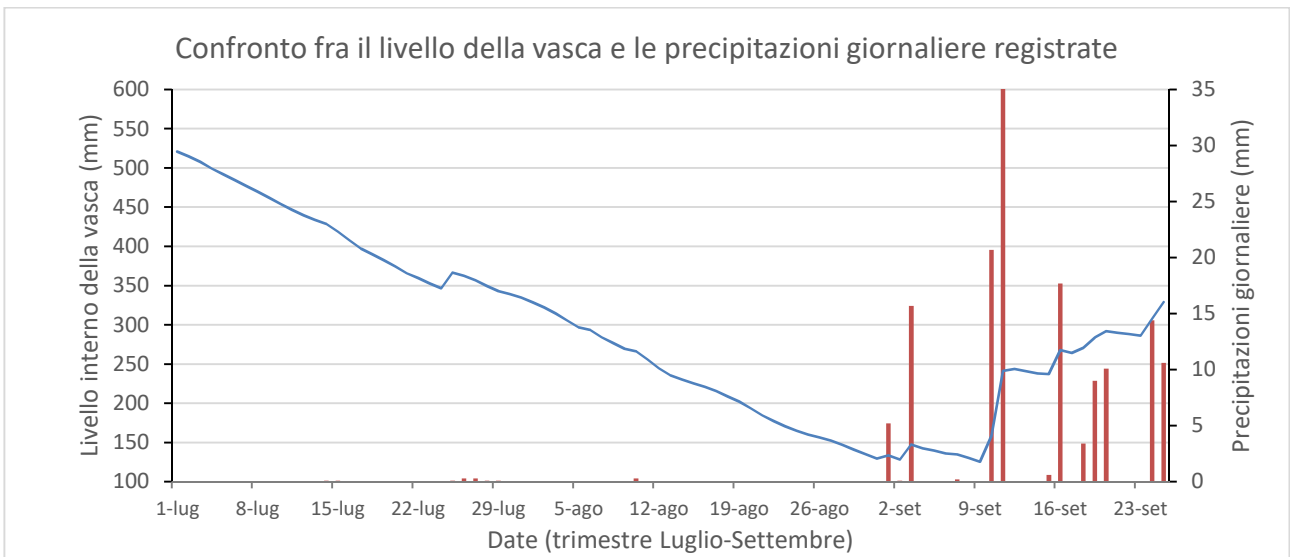


Figura 73: Confronto fra il livello interno della vasca (linea in blu) e le precipitazioni registrate (istogramma in arancione) per il trimestre Luglio-Settembre.

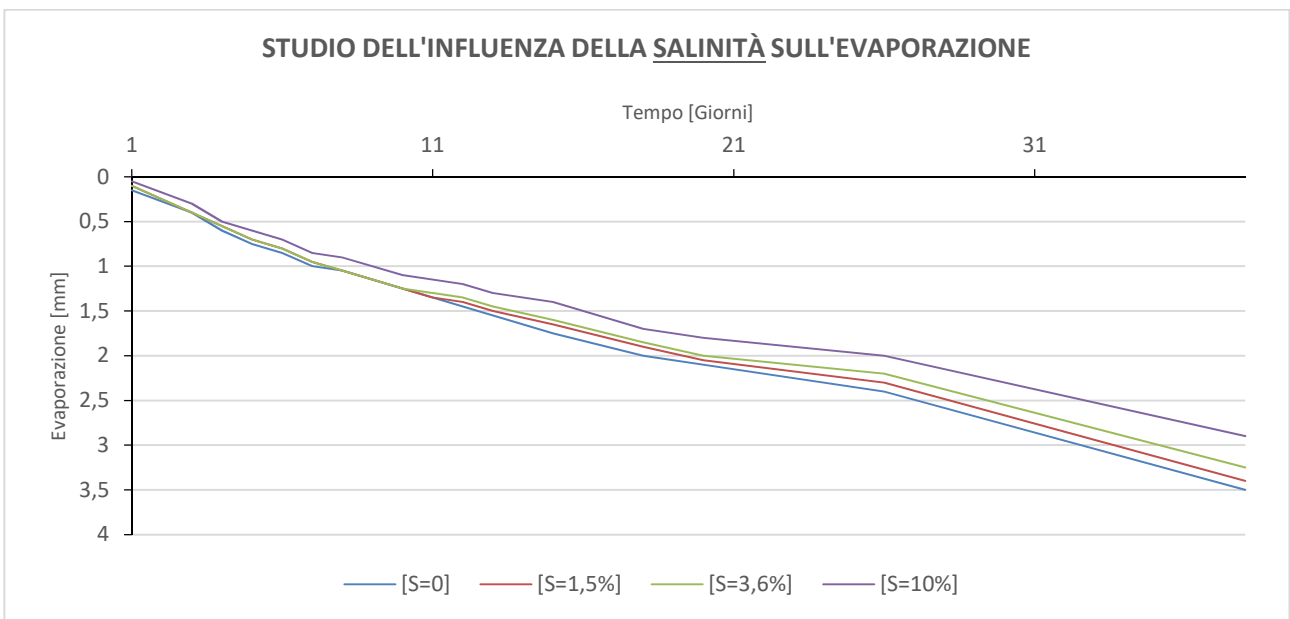


Figura 74: Studio dell'influenza della salinità sull'evaporazione dell'acqua ad una temperatura di 20°C.

IV Capitolo: Aspetti connessi con il riempimento di vasche di colmata e con il consolidamento dei sedimenti conferiti

La progettazione di riempimenti a mare ed il consolidamento del materiale in essi conferiti sono un campo dell'ingegneria geotecnica di grande interesse.

I sedimenti, una volta dragati, perdono la loro struttura originaria e sono trasportati verso il sito di conferimento in condizioni di peggiore addensamento e con contenuti d'acqua maggiori rispetto alla loro condizione prima dell'escavo.

Il refluento può essere fatto con diverse tecnologie, la scelta dipende dai mezzi di dragaggio utilizzati e dalla distanza tra l'area di dragaggio ed il luogo di conferimento e può influenzare anche notevolmente le operazioni successive di consolidamento.

Al termine del riempimento della vasca, il materiale presenta solitamente un contenuto d'acqua elevato e una struttura molto aperta. È quindi necessario prevedere dei trattamenti di consolidamento per migliorare lo stato di addensamento e le caratteristiche di resistenza e di compressibilità del sedimento. La scelta della tecnologia da applicare dipende fortemente dalla composizione granulometrica dei terreni da trattare.

I bacini impermeabili, come quello in oggetto, possono contenere i sedimenti anche contaminati fino alla Classe di qualità D, e cioè che presentano un livello di contaminazione che si può definire medio alto. È noto in letteratura che i materiali con un importante livello di contaminazione, solitamente, presentano una frazione granulometrica fine predominante, nella quale si concentrano gli inquinanti.

La caratteristica dei materiali fini, quando aumentano il loro contenuto d'acqua è quella di aumentare il volume in modo considerevole (anche il 300% rispetto al volume in posto prima del dragaggio, al contrario dei materiali sabbiosi che invece mostrano variazione di volume molto più contenute) e, per tale ragione, sono interessati da elevati cedimenti già durante la fase di consolidazione per peso proprio. Inoltre, la permeabilità molto bassa propria di questo genere di materiali porta a sviluppare questi cedimenti in tempi molto lunghi. Pertanto, tali materiali sono sicuramente i più difficoltosi da addensare.

Nel presente capitolo si illustrerà il caso studio della vasca di colmata di Ancona che ha visto la collaborazione del Dipartimento SIMAU dell'UNIVPM con l'Autorità Del Sistema Portuale del Medio Adriatico con una convenzione che ha come oggetto l'ottimizzazione delle fasi di conferimento dei sedimenti e l'allestimento di un campo prova funzionale alla progettazione dell'intervento di consolidamento da realizzare.

Nel caso studio, sia i materiali che sono stati già conferiti in vasca di colmata, sia quelli che si prevede di conferire nei prossimi mesi presentano una struttura composta prevalentemente da particelle limose e

argillose. Attualmente è in corso di riempimento una zona della vasca che sarà dedicata all'esecuzione del campo prova.

4.1 Modalità di trasporto e di conferimento del materiale in vasca di colmata

La fase di un ciclo di dragaggio successiva all'escavo è il trasporto del materiale verso il sito di trattamento o di collocazione finale. Questo dipende dagli strumenti utilizzati per il dragaggio e dalla distanza del luogo di conferimento.

Se il dragaggio è eseguito con tecnologie idrauliche:

- Se la draga è stazionaria e la distanza di trasporto non supera qualche chilometro, è preferibile il trasporto tramite condotte idrauliche, con eventuali stazioni di rilancio, in base alla distanza e alla natura del materiale;
- Se la draga è semovente e ha un pozzo di carico il conferimento può essere eseguito mediante bocca di lancio.

Se il conferimento è di tipo meccanico, ad esempio con benna:

- Se la draga è semovente e provvista di pozzo di carico il materiale viene trasportato a bordo della draga stessa;
- Se il dragaggio viene effettuato da pontone, è possibile l'utilizzo di chiatte ausiliarie che effettuano la fase di trasporto.
- Meno comune, ma comunque utilizzabile è il trasporto su strada mediante automezzi dotati di cassone, il quale deve essere stagno nel caso di trasporto di materiali contaminati;

4.1.1 Trasporto idraulico tramite condotta

Questo tipo di trasporto consiste nel pompaggio del materiale dragato, sotto forma di miscela liquida solido-acqua, attraverso un sistema di tubazioni dal sito di dragaggio al sito di collocamento finale. La condotta può essere galleggiante, sommersa o interrata e oltre al trasporto svolge anche l'operazione di scarico in sito. È il metodo di trasporto più utilizzato nel caso di progetti di riempimento di grandi aree, quando il dragaggio viene effettuato nelle immediate vicinanze del sito di conferimento.

La capacità di pompaggio è spesso limitante in termini di velocità di trasporto, essa dipende dai seguenti fattori delle particelle che compongono il solido:

- la dimensione e la forma;
- la concentrazione nella miscela;
- il peso specifico.

Più la miscela è liquida maggiore è la velocità di trasporto. Dal momento che l'obiettivo è quello di ottenere in uscita la maggior quantità di solido possibile, è necessario trovare il giusto compromesso tra velocità e concentrazione.

Durante il pompaggio di terreni coesivi può succedere che conglomerati d'argilla ("clay balls") ostacolino il trasporto. Generalmente, le argille molto tenere si disgregano rapidamente durante il trasporto e non costituiscono un problema mentre le argille più compatte tendono a disgregarsi lentamente e la forza necessaria per il loro pompaggio può essere simile a quella richiesta per il pompaggio di ciottoli e piccoli massi. È fondamentale che durante il percorso della condotta devono essere evitate fuoriuscite accidentali. Tuttavia, è una delle tecnologie che, a meno di rotture, comporta i minori rischi ambientali.

4.1.2 Trasporto su draga semovente

L'efficienza del trasporto su draga dipende principalmente dalla capacità del pozzo di carico della draga e dalla distanza dal luogo di deposito finale.

Nel caso di estrazione idraulica il materiale dragato entra nel pozzo di carico sotto forma di miscela acqua-sedimento dragato. Le particelle di materiale più pesanti si depositano sul fondo mentre le particelle più piccole e leggere rimangono in sospensione per turbolenza. Talvolta quando si dragano materiali incoerenti non contaminati, per continuare il dragaggio anche dopo che la vasca di carico è stata riempita completamente, si consente alla miscela a più bassa densità di uscire per sfioro; questo viene fatto al fine di aumentare il contenuto di solidi nella vasca.

Nel caso di estrazione meccanica, invece, il materiale dragato presenta una densità molto maggiore e, nel caso di materiale fine, le condizioni di pieno carico non possono essere raggiunte per evitare fuoriuscite o abbassamenti troppo elevati dell'imbarcazione.

Quando il pozzo di carico è pieno la draga raggiunge l'area di scarico, sversa il materiale e ritorna al sito di dragaggio per ricominciare.

La draghe che effettuano anche il trasporto, possono effettuare lo scarico nei modi seguenti:

- pompando il materiale attraverso una tubazione; questo è particolarmente utile quando il sito di deposizione non permette un accesso diretto (Figura 75)
- mediante una “bocca di lancio” che permette di scaricare e il contenuto lanciandolo a distanze considerevoli dall’imbarcazione (Figura 76)
- tramite benna montata su gru; è il metodo di scarico più lento (Figura 77);
- tramite apertura dello scafo o mediante portelloni presenti nel fondo dello scafo; in questo caso lo scarico è molto veloce, nell’ordine di pochi minuti.



Figura 75: Conferimento da draga stazionaria (o anche semovente) di tipo idraulico mediante tubazione.



Figura 76: Conferimento su draga semovente mediante “bocca di lancio”.



Figura 77: Conferimento da motopontone con gru con benna bivalve.

4.1.3 Trasporto tramite chiatta

Un altro tipo di trasporto frequentemente adottato nei lavori di dragaggio è quello tramite chiatta. In questo caso il materiale dragato viene depositato in maniera meccanica, solitamente, all'interno di un'imbarcazione ausiliaria e trasportato al sito di stoccaggio.

Generalmente, il lavoro è organizzato con diverse imbarcazioni ausiliarie, per migliorare l'efficienza delle operazioni. Lo scarico dalle chiatte può avvenire tramite l'apertura di valvole poste sul fondo o tramite l'apertura del fondo stesso ed in questo caso lo scarico si ottiene generalmente in tempi brevi. Talvolta, ad esempio quando si conferisce in bacini chiusi come le vasche di colmata, è necessario svuotare la chiatta per mezzo di una gru dotata di benna. Lo scarico mediante l'apertura del fondo permette di sversare più facilmente materiale di pezzatura molto grossolana.

Per evitare la fuoriuscita di materiale dalla chiatta durante il trasporto è utile coprirla con un telo, oppure lasciare uno spazio sufficiente (almeno 50 cm) al di sopra dei sedimenti caricati. Un'altra possibilità è quella di lasciare i sedimenti fermi per un certo periodo dopo la fase di carico: l'acqua può essere pompata fuori prima che abbia inizio il trasporto.

4.1.4 Trasporto tramite strada

Il trasporto su strada è da considerare quando il sito di destinazione del materiale non è nelle vicinanze di un corso d'acqua navigabile, in questo caso si utilizzano automezzi che circolano su strada. I vantaggi di questo tipo di trasporto consistono nel fatto che gli automezzi possono essere riempiti meccanicamente con qualsiasi densità e che la scelta della destinazione è flessibile. Il principale svantaggio deriva dal numero elevato di automezzi necessari al trasporto del materiale ed al conseguente inquinamento prodotto, il quale risulta certamente maggiore rispetto a quello prodotto dal trasporto su condotta.

Questo tipo di trasporto quindi risulta utilizzabile quando:

- materiale è altamente inquinato e viene portato in discariche controllate a terra;
- quando lo scavo è realizzato in modo meccanico;
- quando le quantità non sono elevate;
- quando la logistica della gestione del materiale è particolarmente articolata (es: tante destinazioni diverse e piccole quantità da gestire).

4.2 Tecniche di consolidamento adottabili

Dopo la fase di riempimento della vasca di colmata se, come spesso accade, le caratteristiche dei materiali non sono adeguate alla destinazione d'uso finale richiesta, bisogna procedere con un trattamento di addensamento del materiale al fine di conseguire le resistenze e le rigidità necessarie.

Per introdurre l'argomento è utile richiamare quanto riportato nel lavoro di Mitchell & Jardine (2002) dove gli autori danno la seguente definizione: “[...] il trattamento del terreno è l'alterazione controllata del suo comportamento naturale, affinché esso sia in grado di rispondere in modo soddisfacente alle sollecitazioni imposte dalla destinazione d'uso del deposito”.

Lo scopo è quindi quello di migliorare il terreno ai fini di migliorarne le caratteristiche e anticipare i cedimenti dovuti al carico di esercizio dovuto alla destinazione d'uso prevista. La scelta della più adeguata modalità di intervento richiede la conoscenza delle caratteristiche iniziali del terreno, delle prestazioni da raggiungere e dei tempi nei quali è necessario raggiungerle.

Gli obiettivi dell'addensamento sono:

- limitare l'entità dei cedimenti sia differenziali che totali dovuti alla futura sovrastruttura;
- aumentare la resistenza a taglio del materiale in modo da garantire un'adeguata capacità portante;

- nel caso di sedimenti granulari sciolti, aumentare la densità relativa del riempimento in modo da prevenire fenomeni di liquefazione in caso di sollecitazioni cicliche come il sisma;
- aumentare la permeabilità per facilitare la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali e quindi diminuire i tempi di consolidazione.

Per il miglioramento del materiale possono essere utilizzate varie tecniche, la scelta più vantaggiosa e appropriata per il progetto in esame è dettata dalle condizioni in sito, di conseguenza, varia da caso a caso. È buona norma, prima di procedere alle tecniche adottate, tener conto:

- il tipo di terreno e le sue proprietà iniziali;
- i fattori ambientali e climatici;
- la disponibilità di materiale richiesto dal procedimento;
- la disponibilità di personale e attrezzature specializzate;
- tempi e costi.

Le tecniche di miglioramento possono essere classificate in base al tipo di cambiamento che apportano sul terreno: variazione della struttura, dello stato tensionale o variazione della composizione granulometrica (i.e. sostituzione di parte del terreno) o dello stato del fluido interstiziale (i.e. congelamento). Lo schema in Figura 78 riassume le tecniche in diverse categorie in funzione della loro azione del terreno e dà anche un primo suggerimento sui tipi di terreno che ogni tecnica è in grado di trattare. Una classificazione molto chiara in questo senso è stata proposta da Mitchell & Gallagher (1998) che individuano uno specifico campo di applicazione di ogni tecnologia in funzione della granulometria del materiale da trattare (Figura 79).

Di seguito saranno brevemente descritte solamente le tecniche che sono adatte ad essere utilizzate nel caso di terreni a granulometria fine e quindi utilizzabili per il problema in esame. In particolare, si descrive la tecnica del precarico e l'installazione di dreni a cui spesso tale tecnologia viene accoppiata.

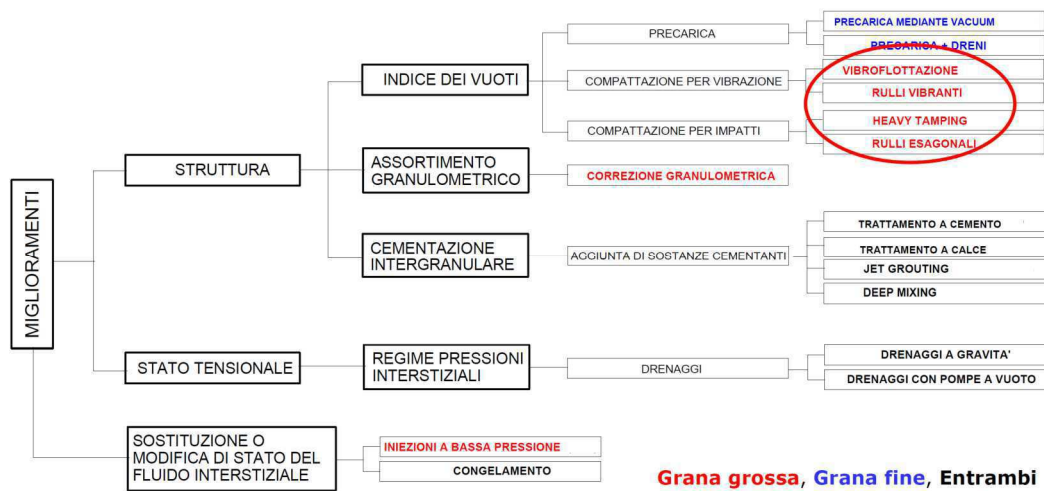


Figura 78: Classificazione delle tecniche di consolidamento dei terreni.

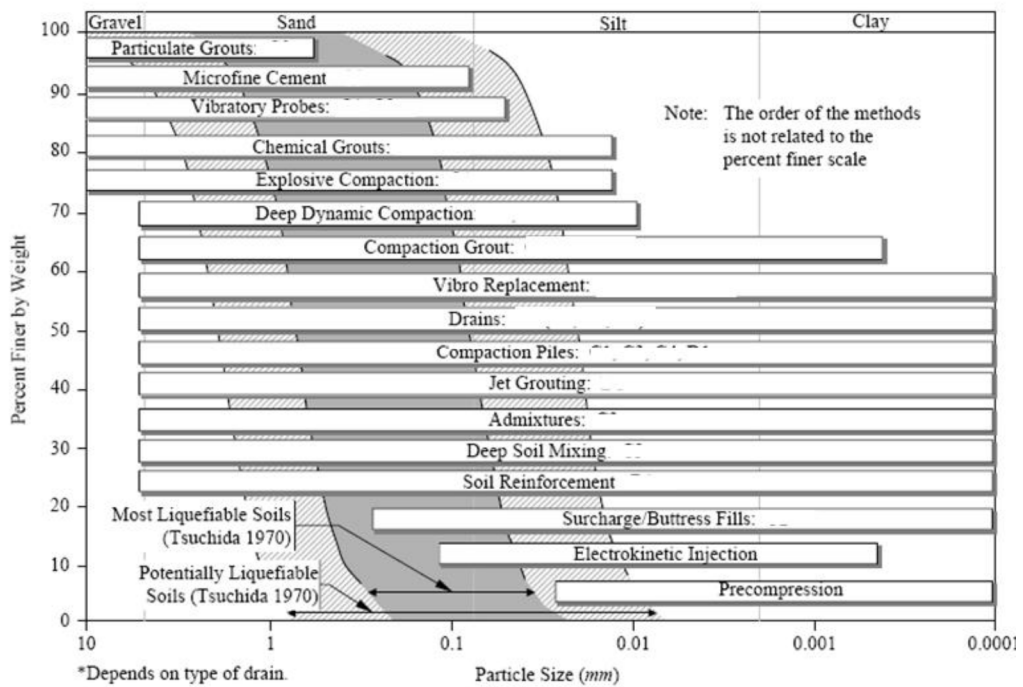


Figura 79: Classificazione metodi di miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni in funzione della granulometria (Mitchell and Gallagher 1998).

4.2.1 Tecnica del precarico

Il precarico è una tecnica di miglioramento dei terreni di tipo statico particolarmente adatta per materiali a matrice prevalentemente fina. Tale tecnica, non ha, invece, una buona efficienza se applicata a materiali granulari, per i quali sono indicati trattamenti dinamici.

La tecnica del precarico ha la finalità di anticipare lo sviluppo dei cedimenti che si avrebbero nel periodo post-costruzione e di aumentare la resistenza del terreno. Per aumentare le tensioni efficaci in un terreno è possibile ricorrere a uno di questi metodi:

- applicazione di un carico superficiale, $\Delta\sigma > 0$
- abbassamento del livello di falda $\Delta u < 0$
- applicazione di una condizione di depressione al contorno ("vacuum consolidation") $\Delta u < 0$.

Nel terreno si induce, quindi, un processo di consolidazione al termine del quale si registrerà l'aumento delle caratteristiche di resistenza e di rigidità del terreno.

Il carico in superficie può essere applicato in diversi modi, fra i quali il più comune è quello che prevede la realizzazione di un rilevato di terreno al di sopra dello strato da consolidare. Questa soluzione richiede la preventiva valutazione di due aspetti:

- il reperimento di una grande quantità di materiale (in funzione della dimensione dell'area su cui eseguire il sovraccarico e in funzione dei carichi da applicare).
Tale problematica è, spesso, determinante nella scelta di tale modalità di realizzazione del sovraccarico. Talvolta, per risparmiare sul quantitativo di materiale totale da reperire, quando non si hanno problematiche legate al tempo di realizzazione, è possibile adottare una strategia di costruzione che consiste nel dividere l'area in settori e applicare il precarico in un settore per volta, spostando il materiale da una zona all'altra, secondo il concetto di "duna mobile".
- la stabilità del terreno sottostante: se il terreno è troppo compressibile, è necessario costruire gradualmente il rilevato per evitare che possano generarsi meccanismi di instabilità durante la costruzione dello stesso.

La progettazione dell'intervento consiste nella determinazione dell'entità del sovraccarico da applicare e nel calcolo del tempo di permanenza del carico prima di rimuoverlo. Solitamente, si fissa uno dei due parametri in funzione delle risorse che è possibile reperire o del tempo che si ha a disposizione per completare l'opera e si ricava l'altra.

I metodi per la progettazione sono essenzialmente o di tipo numerico (FEM) in cui con una maggiore complessità degli input è associata ad una più realistica modellazione, o utilizzando la teoria della consolidazione di Terzaghi, che ammette alcune ipotesi non verificate nella realtà (carico istantaneo, terreno omogeneo, deformazioni solo verticale, terreno linearmente elastico) a vantaggio di una indubbia semplicità del metodo e controllo del calcolo.

Nel secondo caso, una delle possibilità prevede il calcolo del cedimento atteso a seguito dell'applicazione della sovrastruttura prevista nell'area ed il calcolo del cedimento atteso con il sovraccarico dimensionato. Il tempo di permanenza del sovraccarico è il tempo necessario allo svilupparsi del cedimento che ci si aspettava con il carico di esercizio della sovrastruttura (Figura 80).

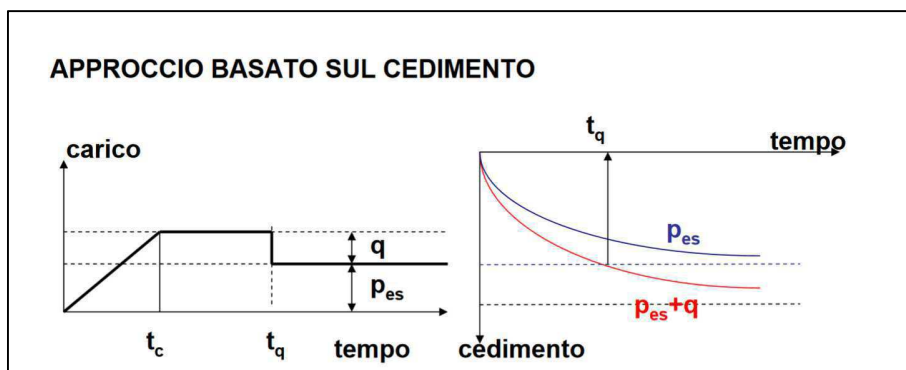


Figura 80: Calcolo del tempo di permanenza del sovraccarico, t_q , perché si sviluppi il cedimento atteso per il carico di esercizio p_{es} .

Questo approccio basato sull'uguaglianza dei cedimenti, seppur molto semplice, presenta delle incertezze. Infatti, a seguito della rimozione del sovraccarico, la zona nelle vicinanze della superficie drenante sviluppa delle Δu negative, mentre nelle zone più lontane dai contorni drenanti persistono ancora le Δu positive. Per tale ragione, la zona centrale dopo la rimozione del sovraccarico continuerà a cedere a fronte di un trascurabile rigonfiamento nelle zone con Δu negative (Figura 81).

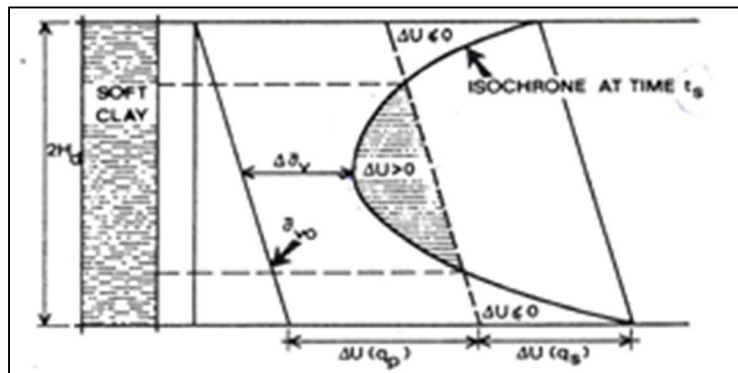


Figura 81: Sovrappressioni interstiziali al momento della rimozione del sovraccarico: in prossimità dei contorni drenanti si sviluppano delle Δu negative, mentre al centro dello strato le Δu rimangono positive.

Un approccio alternativo si basa sul calcolo delle sovrappressioni interstiziali. Il tempo di permanenza si ricava imponendo che, dopo la rimozione del sovraccarico, la Δu si annulli nel punto più lontano dai contorni drenanti (e quindi si che $\Delta u < 0$ in tutti gli altri punti). Ovviamente il tempo di permanenza del sovraccarico per ottenere questa condizione sarà sicuramente maggiore rispetto a quello calcolato con il metodo basato sui cedimenti.

La vacuum consolidation è una tecnica di precarico in cui l'aumento delle tensioni efficaci del terreno è ottenuto mediante pompe a vuoto che impongono sovrappressioni negative all'interno del terreno, riducendo in maniera considerevole la pressione atmosferica agente sul liquido interstiziale del terreno. A livello teorico, con questa tecnica, si possono applicare delle pressioni di precompressione massime pari a 100 kPa, anche se normalmente si riesce ad arrivare al massimo a 70-80 kPa.

In generale, per applicare tale trattamento, si deve realizzare un impianto che consiste di: una rete di distribuzione della depressione all'interno del terreno per mezzo di tubi forati, a cui sono collegate delle pompe a vuoto in superficie; una copertura drenante posta al di sopra dello strato di terreno; una superficie impermeabile, solitamente realizzata con una geomembrana, al di sopra della copertura drenante; trincee drenanti con al di sotto la geomembrana sui confini dell'area che servono a confinare la copertura drenante e smaltire il liquido interstiziale drenato (Figura 82).

Tale tecnica di applicazione del precarico, rispetto a quella precedentemente descritta, presenta degli indubbi vantaggi economici laddove non si dispone di sufficiente materiale per l'esecuzione del rilevato di precarica; inoltre, questa tecnica richiede tempi minori in quanto non è necessario applicare la depressione gradualmente, cosa che invece è necessaria nel caso di precarico con rilevato, poiché, l'applicazione del vuoto non porta mai a rottura il materiale. In Figura 83 si può osservare il percorso di carico con la tecnica del vuoto

rispetto a quella con il rilevato. Nel precarico con il vuoto la consolidazione è isotropa e quindi, non essendoci la componente deviatorica, il materiale non raggiunge mai il limite del dominio di rottura. Per tale ragione questa tecnica è da preferirsi nel caso di terreni molto teneri.

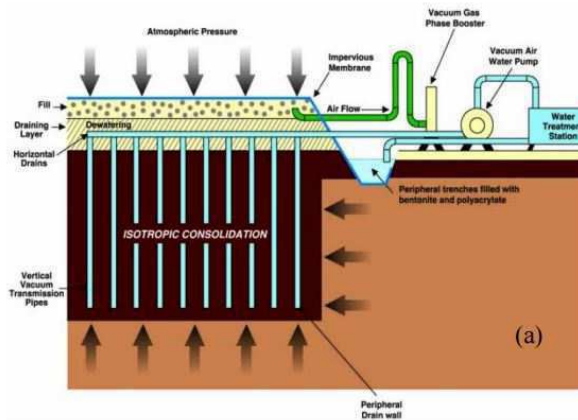


Figura 82: Schema di applicazione del vacuum preloading (Menard Vacuum Consolidation).

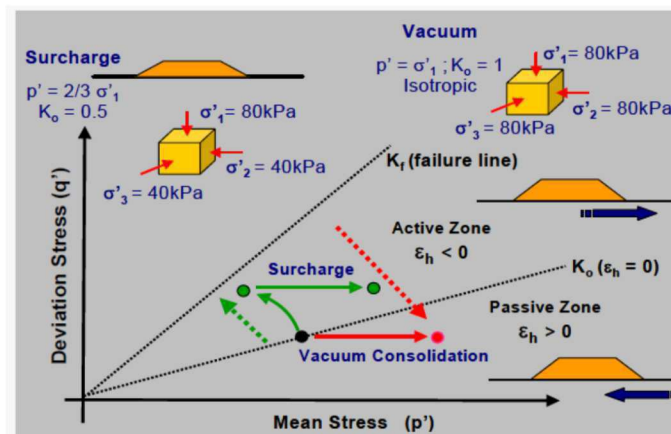


Figura 83: Confronto fra gli stress path tipici del sovraccarico e della consolidazione mediante il vuoto.

A fronte di questi indubbi vantaggi, i limiti di questa tecnologia sono rappresentati da:

- problemi al bordo delle aree trattate, in cui possono verificarsi spostamenti orizzontali che creano fessure nel terreno. Pertanto, l'utilizzo di tale tecnica non è consigliabile nelle vicinanze di centri abitati;
- difficoltà di installazione delle apparecchiature necessarie (alta specializzazione della ditta esecutrice).

Come precedentemente detto, il precarico è una tecnica che è applicata su terreni a matrice prevalentemente fine, caratterizzati da valori di conducibilità idraulica molto bassi e, quindi, da tempi di consolidazione molto lunghi.

Per tale ragione, è solito associare il precarico all'installazione di corpi drenanti, che più comunemente sono di tipo verticale, con lo scopo di ridurre il percorso di drenaggio e quindi anche il tempo di consolidazione.

I dreni verticali, per risultare efficienti, devono essere realizzati con una spaziatura minore della lunghezza del percorso di drenaggio verticale, in modo da indurre un flusso in direzione orizzontale con una lunghezza del percorso di drenaggio minore. Si osserva inoltre che, poiché la maggior parte dei depositi naturali presenta caratteristiche di anisotropia in termini di conducibilità idraulica ($k_x = k_y \gg k_z$), il flusso in direzione radiale indotto dalla presenza dei dreni verticali, ha una velocità maggiore rispetto a quello longitudinale (Lancellotta 2004).

I dreni possono essere costituiti da colonne di materiale grossolano (sabbia e ghiaia), o di tipo prefabbricato.

I dreni in sabbia e ghiaia hanno anche la funzione di ridurre i cedimenti, in quanto assorbono anche parte del carico. I dreni prefabbricati sono composti da un'anima centrale di plastica, che costituisce l'elemento resistente e nella quale sono ricavati i canali di drenaggio, e da un filtro esterno (in carta trattata o in tessuto, che impedisce l'occlusione da parte delle particelle di terreno (Figura 84).

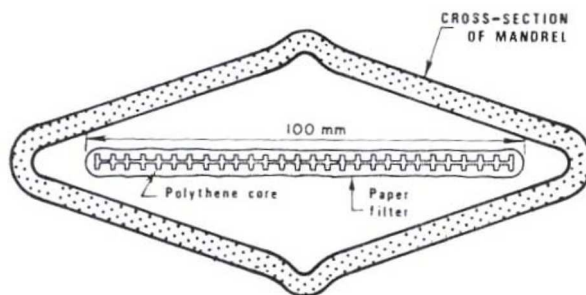


Figura 84: Sezione trasversale di un dren prefabbricato (Geodrain).

Per garantire lo smaltimento dell'acqua drenata è necessario realizzare sullo strato superficiale un materasso drenante, solitamente di spessore minimo di 30 cm.

Se da un lato i dreni in materiale granulare contribuiscono alla resistenza dello strato assorbendo parte del carico, essi hanno una bassa produttività giornaliera e un costo molto più elevato, rispetto ai dreni prefabbricati.

La semplicità di posa e la possibilità di utilizzare macchinari leggeri per la loro installazione, rendono i dreni prefabbricati verticali la scelta maggiormente utilizzata per il consolidamento dei riempimenti a mare.

4.3 Caso studio: il riempimento della vasca di colmata di Ancona ed il consolidamento dei materiali ivi conferiti

Il progetto di riempimento della vasca di colmata di Ancona è stato oggetto di una Convenzione tra Il Dipartimento di Scienze e Ingegneria della Materia, dell'Ambiente ed Urbanistica dell'Università Politecnica delle Marche (Dipartimento SIMAU) e L'Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale per lo studio finalizzato all'ottimizzazione delle modalità di conferimento ed addensamento dei sedimenti in vasca di colmata. Tale accordo stipulato nell'Ottobre 2016 ha visto come prima attività, la partecipazione alle operazioni di dragaggio dell'area Fincantieri del porto di Ancona, eseguite nel periodo tra il 28 Dicembre 2016 al 15 Febbraio 2017, nell'ambito delle quali una parte dei sedimenti dragati è stata conferita nella vasca di colmata. Il progetto sviluppato prevedeva nel corso di tale attività di realizzare un campo-prova in scala reale per studiare e mettere a punto le procedure ottimali di conferimento e di addensamento dei sedimenti dragati in vasca.

Il campo prova è stato in un area posizionata in adiacenza dello spigolo sud della vasca (Figura 85), e aveva lo scopo di:

- a) selezionare la tipologia di barriera di delimitazione interna da utilizzare per tutte le aree di conferimento ed assistenza alla realizzazione delle stesse;
- b) caratterizzare dal punto di vista fisico e meccanico dei sedimenti conferiti;
- c) lo studio delle tecniche più idonee di conferimento e di addensamento;
- d) permettere la realizzazione di un modellazione numerico sulla base dei parametri determinati in laboratorio ;
- e) verificare le previsioni del modello per quanto riguarda le deformazioni ed i tempi di consolidazione;
- f) osservare in grande scala i fenomeni di consolidazione;
- g) tarare il modello sulla base di back analysis a partire dai dati sperimentali raccolti.



Figura 85: Vasca di colmata, area di intervento.

L'esecuzione del dragaggio e del conferimento è avvenuta mediante motopontone dotato di gru con benna bivalve. I sedimenti dragati che sono stati conferiti in vasca di colmata sono 6.900 mc. Il conferimento è avvenuto all'interno dell'area indicata con il numero 4 in Figura 86.

Come si può osservare nella Figura 86, il settore è adiacente alla linea di terra ed è confinato su altri due lati dal palancolato metallico esterno della vasca. Prima dell'inizio del conferimento, il lato è stato chiuso mediante una barriera costituita con, l'utilizzo di un geosintetico tubolare.

La necessità di realizzare tale barriera risponde principalmente alle seguenti esigenze:

- Proteggere lo spazio di rispetto antistante la paratoia di sfioro che si trova in prossimità del settore 4;

La vasca è dotata di due paratoie di sfioro poste lungo il lato mare. La loro funzione è quella di permettere la fuoriuscita dell'acqua quando, durante il riempimento, il livello della vasca sale. È molto importante salvaguardare il loro funzionamento evitando che il materiale possa disporsi nelle vicinanze delle saracinesche ostruendole.

- Evitare che il materiale possa disperdersi in maniera incontrollata all'interno della vasca;



Figura 86: Planimetria della vasca; in basso, nell'area contrassegnata con il n.4, sarà realizzato il campo prova.

La necessità di confinare il settore è scaturita da alcune osservazioni fatte in occasione di un precedente conferimento in vasca, effettuato nel Giugno del 2016 in occasione dei lavori di manutenzione della darsena turistica del porto di Ancona, di un materiale che presentava caratteristiche granulometriche analoghe.

Il progetto delle operazioni di dragaggio ha previsto il conferimento in vasca di colmata di circa 2600 mc di sedimenti. Il dragaggio è stato eseguito con motopontone con gru dotato di benna bivalve come per i sedimenti Fincantieri. Lo stesso mezzo ha nel contempo eseguito il conferimento del materiale nella vicina vasca di colmata, sul lato mare nell'angolo opposto a quello del settore 4. In particolare anche in questo caso, per salvaguardare la paratoia che si trova in vicinanza del punto di conferimento, è stato predisposto che

l'immissione dei sedimenti avvenisse nelle vicinanze dell'angolo confidando nel naturale assestamento del materiale.

A fine conferimento, per permettere una stima più precisa dei volumi conferiti, i tecnici della Regione Marche hanno eseguito un rilievo batimetrico dell'area sommersa della vasca di colmata mediante drone nautico dotato di strumentazione single beam e sistema di georeferenziazione GPS.

Il rilievo è stato confrontato con uno antecedente, rappresentativo dei fondali nella condizione ante operam. Dalla sovrapposizione dei modelli è stata estratta una sezione (Figura 87) in direzione longitudinale al cordolo della vasca. Il confronto fra i due profili ha permesso l'individuazione dell'area di impronta del cumulo dei sedimenti, di estensione pari a 3370 mq; su tale area il programma ha calcolato il volume fra due modelli tridimensionali.

Dal confronto è emerso che:

- Il materiale si è disposto nell'area di conferimento con un angolo di naturale declivio molto basso (circa 7-8°) rispetto alle previsioni (Figura 87). L'area quindi occupata dal sedimento è risultata molto estesa fino a occupare anche l'area di rispetto della paratoia, seppur con valori di altezza del sedimento inferiori al metro (la funzionalità della paratoia può comunque ritenersi non compromessa in virtù del battente d'acqua di circa 4 metri).
- Il sedimento ha occupato un volume molto maggiore rispetto a quello calcolato in fase di escavo. La caratterizzazione in laboratorio ha evidenziato la matrice prevalentemente fine del sedimento, il che spiega l'aumento di volume del materiale.

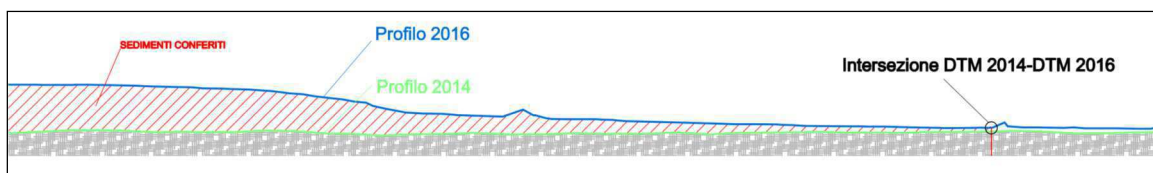


Figura 87: Sezione della vasca di colmata con i profili dei fondali rilevati nel 2014 e nel 2016.

- Garantire il necessario confinamento del materiale durante la fase di consolidamento dello stesso.

Poiché i sedimenti provenienti dall'area Fincantieri presentano una percentuale di fine oltre l'80% (analisi ambientali ARPAM), per addensare tale tipologia di sedimento si è proposto di applicare la tecnica del precarico, realizzato mediante un rilevato formato con materiale già presente all'interno della vasca. Per accelerare il processo di consolidazione verrà studiato l'impiego di dreni verticali prefabbricati da installare

nel sedimento conferito. In particolare, al termine del conferimento dei sedimenti, si prevedono le seguenti attività:

- posa di uno strato granulare di spessore pari a circa 30 cm in modo da consentire la circolazione dei mezzi e costituire una superficie drenante,
- installazione di dreni verticali a nastro per tutta la profondità dei sedimenti dragati il cui numero e la cui disposizione planimetrica saranno oggetto di studio,
- posa in opera di una serie di strati di terreno compattato fino a raggiungere una pressione verticale di almeno 40 kN/m^2 ,
- controllo periodico dei cedimenti nel tempo e confronto con le previsioni teoriche.

Una volta terminata la stabilizzazione del sedimento di un settore, il materiale di precarico sarà spostato ed utilizzato per il precarico di altri settori della vasca di colmata, secondo il concetto di duna mobile.

In Figura 88 è riportata lo schema della sezione finale prevista per l'intervento di precarica ed uno schema di lavoro della fase di addensamento.

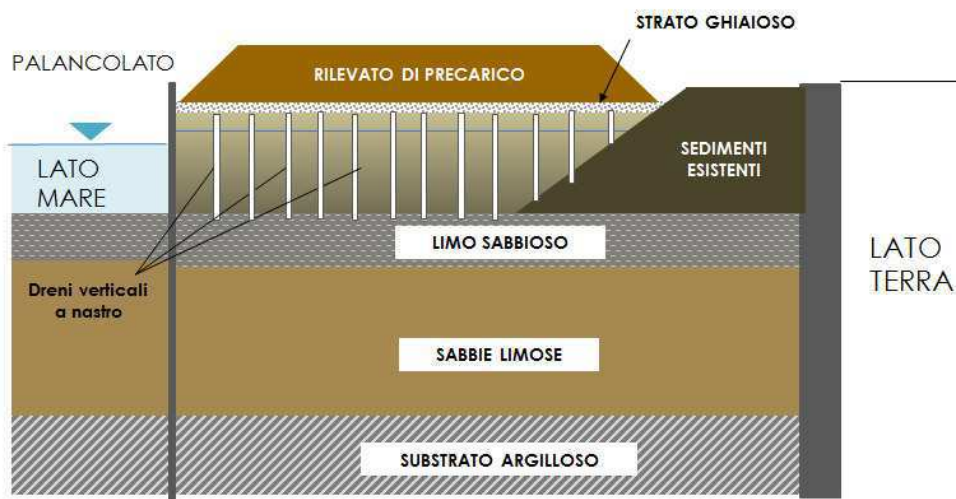


Figura 88: Sequenza operativa delle operazioni di precarico (Felici et al. 2017).

4.3.1 La realizzazione della barriera

Prima del conferimento dei sedimenti "Fincantieri", in vasca sono state realizzate le attività propedeutiche alla realizzazione del campo prova; in particolare ad oggi risultano già eseguite le seguenti attività:

- pulizia dei fondali del settore 4, che ha preceduto qualsiasi altra attività;
- la pulizia delle zone emerse dalla vegetazione e dai rifiuti;
- la realizzazione di piste di transito per l'accesso all'area dei mezzi necessari alla realizzazione della barriera di confinamento e alle successive opere necessarie all'allestimento del campo prova;
- la costruzione della barriera per l'isolamento del campo prova, realizzata in tempo per consentire la regolarità dello svolgimento delle attività di dragaggio;
- l'installazione di "panne" anti-torbidità per la protezione della paratoia posta nelle vicinanze del settore n.4;
- il conferimento dei sedimenti "Fincantieri" all'interno del settore per un totale di circa 6900 mc.

Il lato libero del settore 4 è stato confinato mediante l'utilizzo di una struttura tubolare in geosintetici tessuti, che è stato scelto della lunghezza necessaria ad occupare lo spazio fra il palancolato metallico e i sedimenti già presenti in vasca nella zona emersa.

Il manufatto è di tipo permeabile con aperture della maglia in grado di trattenere il materiale sabbioso. Esso viene posato in acqua durante in opera vuoto presenta in sommità delle aperture distribuite sulla sua lunghezza mediante le quali si effettua il suo riempimento, alternando il punto di immissione durante la procedura e chiudendo le altre per evitare che il materiale possa fuoriuscire facilmente da una di quelle non utilizzate.

Visto che il progetto prevedeva la realizzazione di molti di queste barriere, la necessità di realizzarle senza perdere capacità volumetrica della vasca ha fatto propendere per l'utilizzo del materiale presente nella zona emersa della vasca. Tale materiale però presenta una importante frazione fine che non è idonea ad essere trattenuta dal geosintetico e per tale motivo il riempimento del tubo ha richiesto il doppio del tempo che sarebbe stato previsto con materiale granulare selezionato. Tuttavia, la scelta è sicuramente vincente anche dal punto di vista economico perché a fronte del costo del lavoro, si è mantenuta intatta la capacità volumetrica della vasca.

Il tubo dopo il suo riempimento assume una forma cilindrica più o meno ovalizzata in funzione del grado di riempimento. In Figura 89 è rappresentato un tipico processo di disidratazione all'interno del tubolare.

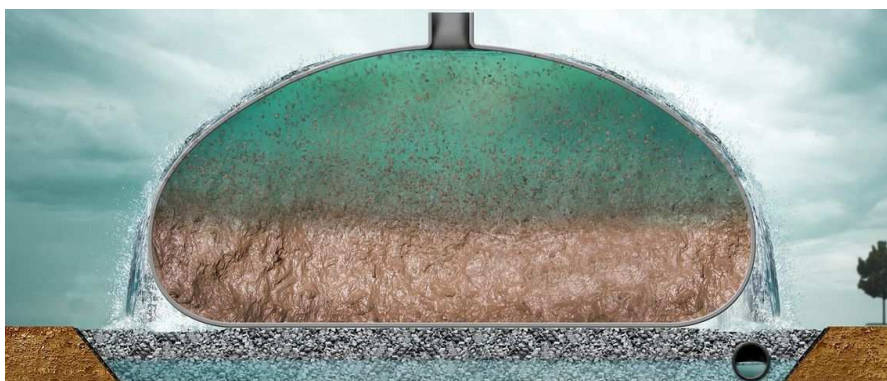


Figura 89: Schematizzazione del processo di disidratazione all'interno del geotessile tubolare.

Il tubo geotessile utilizzato è il MacTube con dimensioni di progetto 50 metri circa di lunghezza e un'elevazione finale di circa 3,5 metri, dotato di 7 bocche per consentire il riempimento. La stesura del tubo è iniziata dopo un'accurata ispezione del fondale, tramite rilievo subacqueo, effettuata dagli operatori della ditta Carmar Sub di Ancona, per escludere la presenza di materiali che potessero danneggiare il tubo. Dal rilievo subacqueo si è osservata una morfologia del fondale non regolare che ha influito sul dislivello finale del tubo emerso.

Il tubo è stato portato in cantiere arrotolato attorno ad un tubolare di metallo ed è stato srotolato e posto sulla superficie dell'acqua. Durante lo srotolamento sono state segnalate le bocche con delle boe galleggianti in modo da facilitarne l'individuazione durante la fase di riempimento.

Le estremità del tubo sono state fissate con delle cime al lato terra che sul lato mare. A fine delle operazioni di posizionamento il tubo si presentava sollevato sull'acqua come in Figura 90.

Terminata la posa in opera del tubo, si è proceduto al riempimento dello stesso utilizzando il materiale in sito. È stata utilizzata una pompa a immersione collegata ad una condotta idraulica. Lo spostamento dello scarico della pompa da una bocca all'altra è stato possibile grazie all'ausilio di una zattera posizionata all'interno della vasca. Il riempimento è avvenuto pompando la miscela acqua-terreno alternando le varie bocche. Ciò ha permesso al tubo, in poco tempo, di trovarsi completamente sommerso e poggiato sul fondale. Il cambio del punto di immissione del materiale durante la fase di riempimento, influisce in maniera significativa al corretto posizionamento del tubo e ha richiesto la presenza costante di un sommozzatore all'interno della vasca.

La presenza di una buona parte di frazione fine nel materiale utilizzato per il riempimento ha influito in maniera negativa sui tempi di esecuzione del lavoro, che è stato di 6 giorni lavorativi rispetto ai 3 stimati inizialmente dall'impresa.

Alle due estremità del tubo, sia sul lato terra che sul lato cordolo, per colmare alcune irregolarità e garantire la continuità con il terreno emerso sono stati posizionate dei sacchi preparati con terreno in loco (Figura 91).

I sedimenti di Fincantieri non sono stati sufficienti per completare il riempimento del settore 4. L'area si presenta ancora parzialmente riempita, il livello interno della vasca è sceso considerevolmente in seguito all'evaporazione dovuta alla stagione estiva (Figura 92). È previsto un nuovo conferimento nel breve periodo che permetterà di completare il riempimento dell'area e, successivamente, di allestire il campo prova.

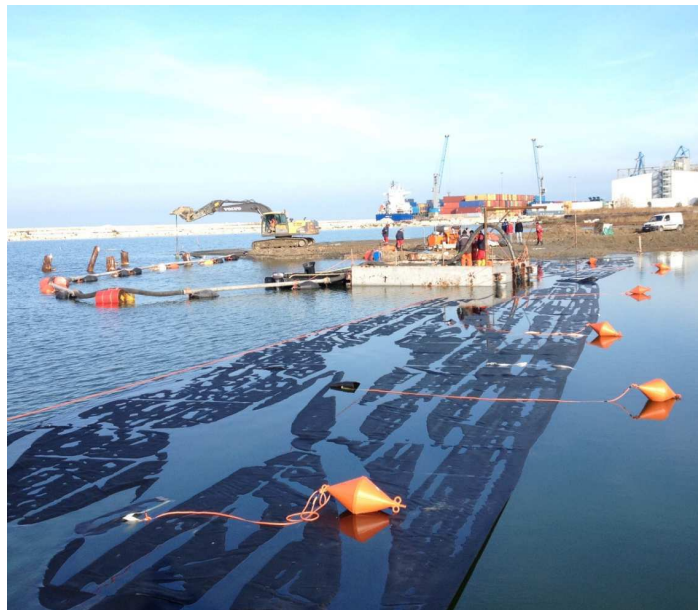


Figura 90: Tubo nelle prime fasi del riempimento: si stanno iniziando le operazioni di pompaggio e il tubo è ancora steso sulla superficie dell'acqua. In secondo piano è visibile la condotta e la zattera utilizzata per le operazioni in vasca di colmata.



Figura 91: Posizionamento dei sacchi all'estremità del tubo sul lato terra (gennaio 2017).



Figura 92: Situazione attuale (ottobre 2017).

V Capitolo:

Studio del comportamento dei materiali conferiti in vasca di colmata

Per i sedimenti per i quali è previsto il conferimento in vasca di colmata, il refluento al suo interno può essere effettuato con mezzi idraulici o con mezzi meccanici. La tecnica di conferimento utilizzata determina le condizioni iniziali dello stato con il quale il materiale si trova in vasca. Nel primo caso, i sedimenti sono posti in vasca per mezzo di impianti idraulici e, per ragioni evidenti, il loro trasporto non può che avvenire in forma liquida, con rapporti tra il volume del liquido e quello del solido che possono anche superare il valore di 15. Nei casi di riempimenti meccanici, i rapporti tra il volume liquido ed il solido sono normalmente molto minori. Infatti, solitamente, il sedimento dragato con mezzi meccanici presenta un contenuto d'acqua paragonabile a quello naturale; tuttavia, se esso viene conferito in un bacino a mare che presenta un battente d'acqua considerevole, quando il materiale viene rilasciato sul pelo dell'acqua esso sedimenta disperdendosi sulla colonna d'acqua. Questo comporta che la maggior parte delle particelle del materiale sedimenti in maniera libera o in piccoli aggregati. Nel caso studio il riempimento è avvenuto meccanicamente per mezzo di un motopontone dotato di una gru con benna bivalve. Il materiale è stato refluito in una vasca a mare con un battente d'acqua variabile dai 3 ai 5 metri. La modalità di conferimento, unitamente all'elevato contenuto d'acqua dei sedimenti, ha dato luogo ad una dispersione delle particelle lungo il battente d'acqua che hanno così sedimentato liberamente.

Il processo di sedimentazione, in generale, consiste di diverse fasi. All'inizio, le particelle non sono a contatto fra loro e si trovano in sospensione, in un tempo più o meno lungo esse si depositano sul fondale dando origine ad un conglomerato di volume che può essere anche molto maggiore rispetto a quello che il sedimento aveva prima del dragaggio.

All'instaurarsi dei primi contatti interparticellari, comincia il processo di consolidazione sotto il proprio peso che porterà ad una riduzione del volume occupato dalle particelle e a un lieve incremento delle caratteristiche meccaniche del terreno formatosi. Solitamente questo processo non è sufficiente ad ottenere un terreno in grado di garantire le caratteristiche di resistenza meccanica necessarie a poter riutilizzare l'area per le attività per le quali sono state realizzate. Per tale ragione, è necessario prevedere un intervento di consolidamento del materiale. La granulometria del sedimento da conferire all'interno della vasca influenza notevolmente: la tipologia e la durata dei fenomeni di sedimentazione e di consolidazione, il volume iniziale con cui il materiale si dispone nella stessa e le tecniche che è possibile utilizzare per il suo successivo addensamento e le riduzioni di volume che è possibile attendersi.

Per quanto riguarda soprattutto i dragaggi di manutenzione di aree portuali interne e di bonifica di aree contaminate, è molto comune che i sedimenti siano composti da una matrice prevalentemente fine (limi e argille).

Questi materiali presentano diversi svantaggi nella fase di addensamento rispetto a quelli a granulometria grossolana, in particolare sono interessati da:

- una maggiore variazione del volume occupato inizialmente in vasca rispetto a quello di dragaggio (mentre per i materiali granulari si ha una variazione massima del 30%, per i materiali a granulometria fine sono possibili variazioni del volume anche del 300%);
- tempi più lunghi per i processi di sedimentazione e consolidazione sotto peso proprio;
- elevati cedimenti;
- tempi estremamente lunghi per lo sviluppo dei cedimenti.

Per tali ragioni, la progettazione del riempimento della vasca e del consolidamento dei materiali che vi vengono conferiti non può prescindere da una approfondita conoscenza delle caratteristiche fisiche e meccaniche di questi materiali. Inoltre, per determinare i tempi necessari a realizzare l'intervento è di fondamentale importanza determinare le caratteristiche di conducibilità idraulica del materiale in funzione dell'evoluzione dello stato di addensamento in cui si trova nella vasca durante le varie fasi.

Per quanto riguarda la vasca di colmata del caso studio, il completamento del riempimento sarà effettuato con materiali provenienti da porti diversi e che quindi presentano all'origine caratteristiche diverse. I materiali da dragare sono risultati di granulometria prevalentemente fine.

Nei laboratori del Dipartimento SIMAU, è stata effettuata la caratterizzazione del primo (e al momento unico) materiale conferito all'interno della vasca. Tale materiale è stato refluito nel Settore 1 della vasca (Figura 86), nel quale è prevista l'esecuzione di un campo prova strumentato. Il campo prova sarà realizzato solo al termine del riempimento del settore e prevede l'esecuzione di un intervento di precarica per mezzo di un rilevato in terra dei sedimenti depositati a seguito della preventiva installazione di dreni prefabbricati verticali. La natura fine dei materiali e lo stato di addensamento iniziale (dopo il conferimento) fanno prevedere lo sviluppo di cedimenti molto elevati durante la fase di consolidamento. Per tale ragione, è indispensabile, per una corretta previsione del comportamento del materiale in corso d'opera, lo studio dei fenomeni di consolidazione facendo riferimento a una teoria che tiene in considerazione le grandi deformazioni, come, ad esempio, la teoria della consolidazione monodimensionale in grandi deformazioni proposta da Gibson et al. 1981. Tale teoria permette di tenere in considerazione la variazione delle caratteristiche di compressibilità e di permeabilità del materiale in funzione dell'evoluzione dello stato di addensamento.

Nella prima parte del capitolo sono richiamati gli aspetti fondamentali alla base delle teorie della sedimentazione e della teoria della consolidazione monodimensionale in grandi deformazioni, evidenziando le differenze con la teoria della consolidazione di Terzaghi e le ragioni per cui tale teoria non è rappresentativa dei fenomeni a cui sono soggetti i sedimenti dragati dopo il loro refluitamento.

Successivamente, si descrive la sperimentazione di laboratorio effettuata, il cui obiettivo è stato quello di definire una procedura per la determinazione di parametri necessari alla descrizione del comportamento meccanico dei materiali mediante l'utilizzo di prove di laboratorio semplici, eseguite su campioni ricostituiti.

La sperimentazione è consistita in una prima fase di determinazione delle caratteristiche fisiche del sedimento: contenuto d'acqua iniziale, frazioni granulometriche, peso specifico della frazione solida, e percentuale della frazione organica.

In seguito, sono state eseguite prove di sedimentazione e di compressione edometrica, su provini ricostituiti in laboratorio. I risultati delle prove sono stati utilizzati per la calibrazione delle leggi $\sigma'-e$ e $e-k$ secondo relazioni già presenti in letteratura. I parametri che descrivono le leggi determinate sono stati confrontati con i valori determinati in studi analoghi di cui si ha riscontro in letteratura (Berilgen et al. 2006, Abu-Hejleh et al. 1996).

Infine, è descritto una procedura di controllo dei risultati ottenuti con la prova di consolidazione edometrica, per quanto riguarda la stima del parametro della conducibilità idraulica, eseguita con prove di permeabilità diretta in consolidometro.

La caratterizzazione effettuata sarà ripetuta per tutti i materiali per i quali è previsto il conferimento nella vasca. I risultati ottenuti potranno essere utilizzati per la progettazione dell'intervento di consolidamento della vasca di colmata.

Ulteriori indicazioni utili alla progettazione potranno essere fornite dall'esecuzione del campo prova in sito.

5.1 La fase di sedimentazione e di consolidazione per peso proprio

Per effetto della forza gravitazionale, le miscele acqua-terreno non sono stabili all'interno di un contenitore. Le particelle di terreno nella miscela, in generale, sedimentano in acqua formando uno strato di "terreno" sul fondo del contenitore. Il terreno così formatosi comincia a consolidare per effetto del proprio peso. Lo studio della fase precedente alla consolidazione è molto importante nella progettazione di lavori come quello del caso studio in esame, in quanto, lo studio del fenomeno fornisce informazioni utili alla stima dei tempi necessari per il completamento del processo e alla stima del volume occupato dalla miscela nelle fasi iniziali.

È chiaro che lo studio di questo fenomeno è profondamente diverso in funzione della granulometria del sedimento. Nel caso di materiali a matrice grossolana, la sedimentazione può essere assimilata a un processo

in cui le particelle sedimentano liberamente, invece, il processo risulta molto più complesso nello studio dei materiali a matrice fina poiché, in questo caso, le interazioni chimico-fisiche hanno un ruolo predominante.

In questo lavoro ci si è concentrati sullo studio dei materiali a matrice prevalentemente fine. Il lavoro di Imai (1980), basato su osservazioni effettuate su sedimenti marini dragati con caratteristiche molto simili a quelli che sono oggetto di studio, è stato considerato alla base per lo studio del processo di sedimentazione dei sedimenti in oggetto.

La prova di sedimentazione consiste nel riempimento di un cilindro graduato di una miscela di solido e liquido. Nel tempo vengono monitorate due interfacce (Figura 93):

- una interfaccia inferiore che si instaura dopo un certo periodo di tempo tra il materiale già sedimentato, nel quale il contenuto d'acqua (w) è minore del contenuto d'acqua iniziale della miscela (w_0), ed il materiale ancora in sospensione;
- una interfaccia superiore tra il materiale in sospensione e l'acqua chiara posta al di sopra di esso.

In base alle caratteristiche del materiale e al rapporto solido liquido della miscela, le interfacce possono essere più o meno definite. I dati raccolti sono stati rappresentati nel grafico riportato in Figura 93 con il quale Imai sintetizza le diverse fasi che hanno luogo nei processi di consolidazione.

In una prima fase, l'altezza della sospensione tende a rimanere costante. Questo fenomeno è noto come *flocculazione* ed è proprio dei materiali argillosi. Le particelle per interazione elettrochimica tendono a formare aggregati, che solo in un secondo momento iniziano a sedimentare. A questo punto si registra un repentino abbassamento dell'interfaccia superiore e contemporaneo innalzamento dello spessore di terreno sul fondo del cilindro. La terza fase riguarda lo spessore sedimentato sul fondo del cilindro che sarà soggetto a consolidazione sotto il proprio peso, fino ad un raggiungimento di una struttura particellare in cui le forze di contatto fra le particelle riescono ad equilibrare il peso del terreno. In Figura 93 è riportato un grafico tratto dal lavoro di Imai (1981) nel quale sono indicate le diverse fasi e l'evoluzione delle interfacce sopra descritte.

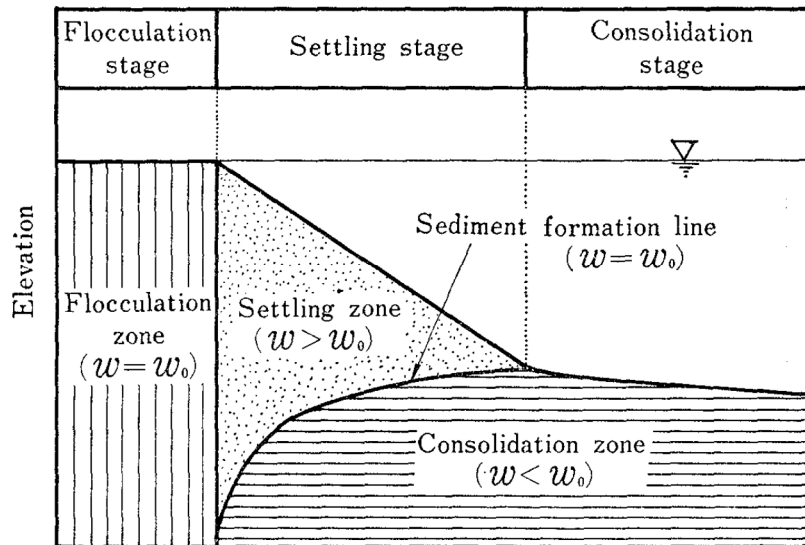


Figura 93: Caratteristiche della sedimentazione di miscele di acqua e argilla (IMAI 1981).

In base alla durata delle diverse fasi è possibile distinguere fra tre principali tipologie di sedimentazione.

Sedimentazione libera di particelle isolate. Si presenta quando la concentrazione di solidi nella miscela è molto bassa. Ogni particella può scendere liberamente senza interazioni con le altre; la velocità di sedimentazione è governata dalla legge di Stokes.

Sedimentazione "disturbata". All'aumentare della concentrazione di solidi la caduta delle grandi particelle è ostacolata dall'urto con altre particelle più piccole che scendono con una velocità inferiore, di conseguenza il materiale tende a flocculare. La formazione dei flocculi dà luogo a due possibilità, nel caso la concentrazione sia relativamente bassa, i flocculi che si sono formati possono cadere liberamente; altrimenti, nel caso di concentrazioni relativamente alte di solidi, la mutua interazione fra i flocculi, riduce la velocità di caduta ed essi sedimentano in aggregati con una velocità minore ed uniforme. Nel secondo caso, si forma una separazione netta fra la zona di dispersione delle particelle e l'acqua. Questa tipologia è chiamata "**zone settling**" ed è stata per la prima volta teorizzata da Kynch (1952).

Compression settling. Si manifesta quando la miscela ha una concentrazione di solidi maggiore del caso precedente. Il meccanismo è stato correttamente interpretato da Mikasa (1963) nella teoria della consolidazione per argille molto soffici da lui sviluppata.

Lo studio condotto da Imai ha riguardato tre tipi di sedimenti marini e le polveri di bentonite e caolino e ha avuto l'obiettivo di determinare i fattori che contribuiscono all'instaurarsi di una specifica tipologia di sedimentazione sopra descritte. Dalle sue osservazioni emerge che i fattori che contribuiscono all'instaurarsi di un particolare tipo di sedimentazione sono:

1. La mineralogia del materiale solido;
2. Concentrazione di solidi della miscela;
3. Concentrazione salina dell'acqua.

Le informazioni raccolte da Imai possono essere riassunte come riportato nella Tabella 3.

Tabella 3: Caratteristiche distintive di tipologie di sedimentazione per materiali argillosi.

Tipo	Denominazione	W(%) Concentrazione solidi	S Concentrazione salina	Mineralogia
I	<i>Dispersed Free Settling</i>	$w_0 > 6000\%$ (Con S=0)	Solo se S = 0	Alcuni mineralogie (caolino) non risentono del valore di S
II	<i>Flocculated Free Settling</i>	$2000\% < w_0 < 6000\%$ (in acqua di mare)	Solo se S ≠ 0	
III	<i>Zone Settling</i>	$1000\% < w_0 < 2000\%$ (in acqua di mare)		
IV	<i>Consolidation Settling</i>	$w_0 < 1000\%$ (in acqua di mare)	Indipendente da S	

I fattori che maggiormente influenzano la tipologia di sedimentazione che si sviluppa sono: la concentrazione di solidi iniziale della miscela e la concentrazione di sale nell'acqua. Il primo come sopra specificato determina l'interazione fra le particelle; il secondo, invece, dalle osservazioni effettuate su diverse tipologie di sedimenti a matrice fine, influisce sulla durata della fase di flocculazione.

Si è osservato che la composizione mineralogica può determinare un particolare comportamento in fase di sedimentazione del materiale. Ad esempio, il caolino non è influenzato dalla concentrazione salina, ma solamente dal contenuto d'acqua iniziale.

In sintesi, è possibile affermare che la tipologia di sedimentazione è determinata dal:

- grado di flocculazione (funzione della concentrazione salina);
- grado di interazione fra le particelle (funzione del contenuto d'acqua iniziale).

Per quanto riguarda i problemi pratici affrontati nel presente elaborato, che riguardano il refluito di sedimenti marini dragati in aree di contenimento a mare, le tipologie di sedimentazione che possono avere luogo date le condizioni sono solamente il III e il IV tipo.

La curva di sedimentazione di Tipo III è composta da tre fasi, facilmente distinguibili fra loro. Dall'altro lato il Tipo IV non presenta una distinzione evidente fra la fase di sedimentazione e consolidazione. Secondo le osservazioni di Mikasa (1963) la fase di sedimentazione avviene anche nel caso di *Consolidation Settling* e corrisponde alla prima parte della curva con andamento lineare.

Se si osserva la variazione delle curve della velocità di sedimentazione e del tempo di flocculazione in funzione del contenuto d'acqua iniziale, riportate in Figura 94, è riscontrabile una discontinuità sia nella curva della velocità di sedimentazione che nel tempo di flocculazione, per un limitato range di contenuto d'acqua, da 1000% a 1250%. Questa particolarità, con valori di transizione diversi, è stata osservata da Imai in tutte le prove effettuate. Viste le caratteristiche molto simili fra i meccanismi che governano entrambe le tipologie, sulla base di questa osservazione, si è deciso di distinguere i due tipi in funzione del contenuto d'acqua iniziale ω_0^* ponendo come limite quello inferiore trovato. Nel caso specifico osservato, riportato in Figura 94, si avrà quindi una sedimentazione di tipo IV per $\omega_0^* < 1000\%$.

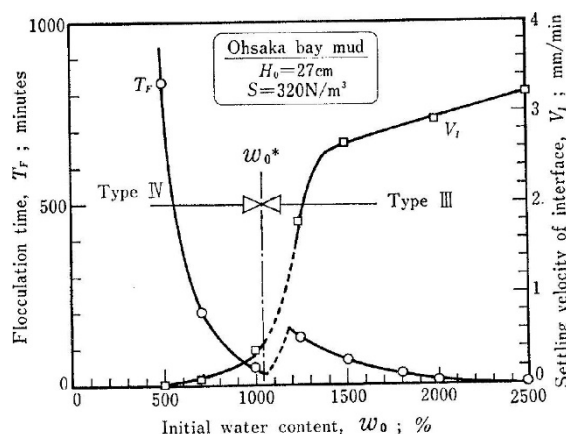


Figura 94: Effetto del contenuto d'acqua iniziale sul tempo di flocculazione e sulla velocità di abbassamento dell'interfaccia sedimento acqua limpida (Imai 1980).

Per lo studio dei fenomeni di sedimentazione del tipo III è possibile fare riferimento alla teoria di Kynch (1952) che ha descritto in maniera rigorosa la sedimentazione rallentata. L'ipotesi principale alla base della sua trattazione consiste nel supporre che la velocità di sedimentazione delle particelle (v_s) sia strettamente dipendente solo dalla concentrazione locale del solido, definita ρ , ovvero che $v_s = v_s(\rho)$, e che la concentrazione sia costante lungo un piano orizzontale e dipenda a sua volta dal tempo (t).

Se si considera un elemento in sospensione di altezza dz l'equazione di bilancio della massa può essere scritta come:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho dz) = S(z + dz)dt - S(z)dt \quad (5.1)$$

Dove S indica il numero di particelle che attraversano un dato piano orizzontale per unità di area per unità di tempo ed è così definito:

$$S = \rho v_s \quad (5.2)$$

Se si divide la (5.1) per $dt dz$ si ottiene:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = \frac{\partial S}{\partial z} \quad (5.3)$$

Che considerando la per la (5.2) può essere scritta come:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + V(\rho) \frac{\partial \rho}{\partial z} = 0 \quad (5.4)$$

E il fattore $V(\rho)$ è definito:

$$V(\rho) = - \frac{dS}{d\rho} \quad (5.5)$$

L'equazione (5.5) afferma che, se si conosce sperimentalmente la densità locale delle particelle lungo la colonna e come essa varia nel tempo, è possibile determinare la velocità di sedimentazione di un dato processo. Questa velocità, che tiene conto proprio del fatto che le particelle non si depositano singolarmente ma in aggregati, è sempre minore della velocità stimata da *Stokes* per particelle isolate, la quale rappresenta il massimo valore cui potrebbe tendere $V(\rho)$ quando la concentrazione della sospensione è molto bassa.

Per quanto riguarda il Tipo IV è necessario fare riferimento a modelli per lo studio dei processi di consolidazione sotto il peso proprio dei materiali come la Teoria di Gibson (1981). Alcuni autori (Toorman, 1999; Pane & Schiffman 1985) hanno presentato teorie unificate per descrivere in maniera combinata i processi di consolidazione e di sedimentazione mediante teorie unificate.

5.2 La consolidazione

Il terreno può essere modellato come un mezzo continuo trifase costituito da uno scheletro solido con presenza di vuoti che possono essere occupati da fluidi (aria, acqua etc.). Per una più semplice trattazione matematica del comportamento dei terreni, questi sono generalmente assimilati a sistemi bifase saturi, cioè con il volume dei vuoti completamente occupati da acqua. Questa trattazione è del tutto accettabile per i problemi trattati nel presente lavoro. Tale modello può essere facilmente descritto dai parametri noti come porosità, indice dei vuoti e contenuto d'acqua.

La consolidazione è un fenomeno che spiega il comportamento dei mezzi porosi sottoposti ad un sovraccarico applicato; essa descrive lo sviluppo nel tempo delle deformazioni con la conseguente espulsione del fluido interstiziale. Questo fenomeno, che è particolarmente rappresentativo del comportamento dei terreni a matrice fina (limi e argille), si spiega facendo riferimento alla bassa permeabilità idraulica che caratterizza questo tipo di terreni. Se, infatti, alla base del modello di rappresentazione del terreno si considera l'ipotesi che le particelle che costituiscono lo scheletro solido del terreno siano incompressibili (ipotesi del tutto accettabile nel campo delle usuali tensioni dell'ingegneria civile geotecnica), è chiaro che le deformazioni del terreno saranno dovute interamente a scorrimenti mutui tra le particelle. Tali scorrimenti provocheranno delle variazioni della macrostruttura del terreno e di conseguenza del volume dei vuoti. Considerando l'ipotesi di terreno saturo, è chiaro quindi che il fluido contenuto inizialmente nei vuoti del mezzo sarà sottoposto ad un moto ed espulso dalle superfici drenante del mezzo considerato. La durata di tale processo (consolidazione) è definita ritardo idrodinamico e dipende dalle caratteristiche di conducibilità idraulica del mezzo. Tale caratteristica del mezzo, comunemente descritta dal parametro indicato come k , presenta per i terreni un campo di variabilità elevatissimo (da valori inferiori a 10^{-10} m/s fino anche a circa 10^{-1} m/s). Si può intuire come tale grandezza influenzi in maniera decisiva il comportamento nel tempo dei terreni sottoposti ad un sovraccarico. A titolo di esempio basti pensare che per attraversare un cm di terreno l'acqua può impiegare da circa 2 minuti nel caso di una sabbia fino a circa 4 mesi nel caso di un'argilla compatta.

Quindi in geotecnica si assume che per i terreni grossolani in condizioni di totale saturazione, se sottoposti all'azione di un sovraccarico, è lecito assumere che il drenaggio dell'acqua interstiziale, e quindi anche il cedimento, avvenga contestualmente all'applicazione del carico (Lancellotta 2004); mentre per i terreni a grana fine, si distingue fra due tipi di comportamento: uno iniziale in cui il drenaggio dell'acqua è praticamente impedito e l'altro nel lungo periodo. In geotecnica, queste condizioni sono conosciute rispettivamente come *non drenata* e *drenata*.

Il fenomeno descritto è spesso, per una facile comprensione, associato al modello analogico idromeccanico riportato in Figura 95 (Lambe and Whitman, 2008), il quale è costituito da un cilindro con una base fissa e pareti indeformabili ed un pistone in sommità. La rigidità del terreno è simulata dalla presenza di una molla alloggiata all'interno del pistone e la permeabilità del sistema è determinata da una valvola che può essere modulata. Se si applica un carico sullo stantuffo, mantenendo chiusa la valvola, il carico trasmesso dallo stantuffo si ripartisce tra l'acqua e la molla in proporzione alla loro rigidità. E, poiché l'acqua può essere considerata praticamente incompressibile, il cedimento dello stantuffo può essere considerato nullo. Il carico è quindi equilibrato da un incremento della pressione del fluido nel cilindro. All'apertura della valvola, il fluido a causa della differenza di pressione fra l'interno e l'esterno tende a fuoriuscire dal cilindro permettendo la deformazione della molla, sulla quale si ripartisce una frazione del carico. Di conseguenza, si verifica una diminuzione della pressione dell'acqua. La fine del processo si ha quando tutto il carico applicato viene trasmesso alla molla e la pressione dell'acqua torna a equilibrarsi con i valori idrostatici.

La teoria che più comunemente viene utilizzata per la rappresentazione di questo fenomeno è quella introdotta da Terzaghi (1925) che fa riferimento a condizioni di deformazioni monodimensionali di piccola entità. Tale teoria è stata applicata con successo allo studio dei terreni e risponde a due quesiti fondamentali della progettazione geotecnica:

1. il periodo di tempo in cui si svilupperà la totalità (o quasi) dei cedimenti;
2. l'evoluzione del cedimento nel tempo.

L'entità del cedimento, invece, dipende dalla rigidità dello scheletro solido. È pertanto necessario studiare la compressibilità del terreno e cioè la risposta in termini di variazione di volume di un terreno sottoposto ad un incremento dello stato tensionale. Nei casi in esame le condizioni di carico e di deformazione sono assimilabili a quella che viene definita condizione edometrica che si presenta quando si ha un carico verticale uniformemente distribuito sulla superficie e il terreno al di sotto non può deformarsi in direzione radiale. Tale approssimazione ben rappresenta la condizione di progressiva sedimentazione del materiale e di sovraccarico dovuto agli interventi di consolidamento.

Lo studio dei fenomeni di compressibilità e di consolidazione sono di grande importanza per i problemi in esame soprattutto perché si ha a che fare con materiali di natura argillosa che partendo da uno stato di addensamento iniziale molto sciolto danno luogo a grandi variazioni di volume in un tempo molto lungo, per le basse conducibilità idrauliche che tali materiali solitamente presentano.

Per tenere conto delle importanti variazioni dell'indice dei vuoti e delle conseguenze in termini di caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche, è necessario fare riferimento a un modello della consolidazione monodimensionale in grandi deformazioni come quello proposto da Gibson (1981).

Per comprendere al meglio le differenze con questa teoria, di seguito si riporta prima una breve descrizione della teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi, utilizzata per lo studio dei terreni ordinari.

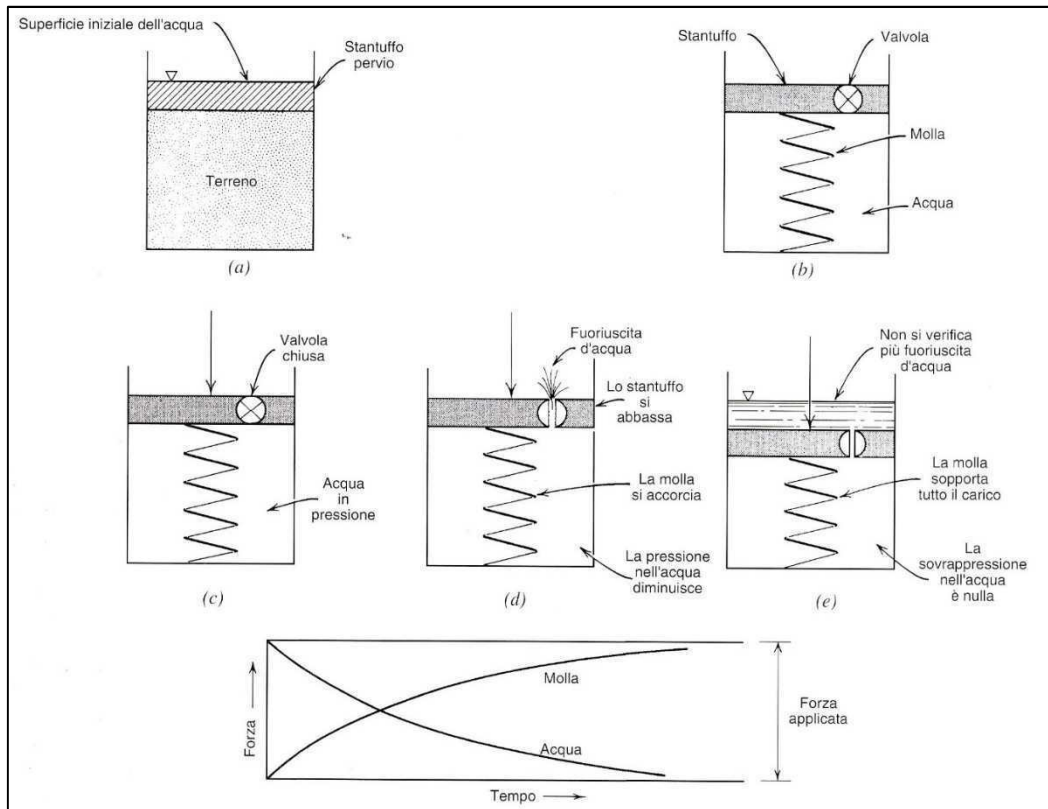


Figura 95: Modello analogico idromeccanico per l'analisi di ripartizione degli sforzi tra le fasi solida e liquida, e del processo di consolidazione del terreno (Lambe and Whitman 2008).

5.2.1 La teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi

La teoria monodimensionale della consolidazione che è stata formulata da Terzaghi (1925) è basata sulle seguenti assunzioni:

- il mezzo poroso è saturo;
- l'acqua e le particelle del terreno sono incompressibili;
- le deformazioni (ϵ) sono infinitesime;

- il flusso dell'acqua e gli spostamenti del terreno avvengono solo in direzione verticale (z);
- il comportamento dello scheletro solido è espresso dalla relazione

$$\delta \varepsilon_{zz} = m_v \delta \sigma'_{zz}$$

e nell'intervallo tensionale di interesse si assume il coefficiente di compressibilità m_v costante;

- la conducibilità idraulica (k) del mezzo poroso è assunta costante;
- vale della legge di Darcy;
- il carico è applicato in maniera istantanea e ed mantenuto costante nel tempo e uniformemente distribuito ($\Delta \sigma_z$ costante nel tempo).

Con tali ipotesi si considerino le equazioni di conservazione della massa per la fase fluida

$$\frac{\partial}{\partial t} [\rho_s(1-n)] + \frac{\partial}{\partial z} [(1-n)\rho_s v^s] = 0 \quad (5.6)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} n\rho_w + \frac{\partial}{\partial z} (n\rho_w v^w) = 0 \quad (5.7)$$

La densità rispettivamente di fluido e solido ρ_w e ρ_s sono costanti, per l'incomprimibilità delle particelle e possono essere eliminate dalle precedenti (5.6) e (5.7). Se si sommano membro a membro rimane:

$$\frac{\partial v^s}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} [n(v^w - v^s)] = 0 \quad (5.8)$$

Dove v^w e v^s sono rispettivamente le velocità della fase fluida e di quella solida.

Se si considera valida la legge di Darcy e tenendo conto del moto relativo tra il fluido e la fase solida:

$$n(v^w - v^s) = -k \frac{\partial h}{\partial z} \quad (5.9)$$

E se si esprime il carico piezometrico nella forma:

$$h = z + \frac{u^{st}}{\gamma_w} + \frac{u}{\gamma_w} \quad (5.10)$$

considerando u^{st} come il valore stazionario della pressione interstiziale e con u la sovrappressione dovuta alla perturbazione dello stato iniziale, si ottiene:

$$\frac{\partial}{\partial z} [n(v^w - v^s)] = -k \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5.11)$$

Sostituendo la (5.11) nella (5.8) si ottiene:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} - \frac{\gamma_w}{k} \frac{\partial v^s}{\partial z} = 0 \quad (5.12)$$

Il termine $\frac{\partial v^s}{\partial z}$ può considerato come la velocità di deformazione del solido e quindi:

$$\frac{\partial v^s}{\partial z} = -\frac{\partial \varepsilon_{zz}}{\partial t} \quad (5.13)$$

Definendo il legame costitutivo della fase solida:

$$\delta \varepsilon_{zz} = m_v \delta \sigma'_{zz} \quad (5.14)$$

Sostituendo:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\gamma_w}{k} m_v \frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial t} = 0 \quad (5.15)$$

Se vale il principio delle tensioni efficaci e $\frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial t} = 0$:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -\frac{\partial \sigma'_{zz}}{\partial t} = 0 \quad (5.16)$$

Di conseguenza:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (5.17)$$

Dove:

$$c_v = \frac{k}{m_v g \rho_w} \quad (5.18)$$

È definito *coefficiente di consolidazione* e dipende dalle caratteristiche del mezzo considerato (g è pari all'accelerazione gravitazionale).

La soluzione dell'equazione (5.17) della consolidazione può essere ricavata per problemi monodimensionali quando:

- A. la tensione totale non varia del tempo;
- B. la sovrappressione neutra iniziale è costante (non varia con la profondità);
- C. il drenaggio è consentito sia dalla superficie superiore che da quella inferiore del banco interessato dal processo di consolidazione.

L'ipotesi base è quella del carico applicato rapidamente tanto da ritenere che il processo di consolidazione abbia inizio soltanto quando il carico ha già raggiunto l'intensità finale. In questo caso può ritenersi valida la condizione A) di carico costante nel tempo.

Quindi, nel caso più semplice, l'equazione (5.17) può essere riscritta introducendo le variabili adimensionali Z e T.

$$Z = \frac{z}{H}; T = \frac{c_v t}{H^2}$$

Avendo indicato con Z lo spessore adimensionalizzato rispetto all'altezza totale di drenaggio del banco H e con T il fattore tempo. Con tali assunzioni l'equazione (5.17) assume la forma:

$$\frac{\partial u}{\partial T} = \frac{\partial^2 u}{\partial Z^2} \quad (5.19)$$

La soluzione dell'equazione (5.19) dipende dalle condizioni iniziali e dalle condizioni al contorno (due condizioni per z e una per t), in particolare dalle condizioni di drenaggio (da un solo lato o da entrambi i lati) e dalla distribuzione iniziale della sovrappressione u con la profondità z (isocrona iniziale), che nel caso di consolidazione determinata da un carico infinitamente esteso applicato in superficie è uniforme. Sotto le ipotesi edometriche la soluzione risulta esprimibile in serie di Taylor come:

$$u(Z, T) = \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2u_0}{M} (\sin MZ) e^{-M^2 T} \quad (5.20)$$

Dove $M = \frac{\pi}{2}(2m + 1)$.

Tale soluzione che permette (per ogni z e t) di calcolare $u(z, t)$ noto C_v , si trova usualmente diagrammata in termini di grado di consolidazione U_z definito come il rapporto tra la sovrappressione dissipata al tempo t, $u(t)$, e la sovrappressione iniziale u_0 cioè:

$$U_z = 1 - \frac{u(t)}{u_0}$$

Un diagramma tipico $U_z=f(Z,T)$ è riportato in Figura 96 da tale soluzione si può osservare subito che:

- subito dopo l'applicazione del carico si ha un gradiente idraulico elevato alle estremità che si riduce progressivamente verso l'interno dello strato (e nel tempo);
- in mezzera il gradiente dell'eccesso di pressione è sempre nullo, cioè non vi è alcun flusso attraverso il piano orizzontale a metà dello strato.

In base a quest'ultima osservazione si può considerare il piano di mezzera impermeabile e pertanto la soluzione può essere estesa anche al caso in cui si abbia uno strato drenato solo ad una estremità ponendo attenzione alla definizione di altezza di drenaggio che, in questo caso, è pari all'altezza dello strato. La soluzione dell'equazione della consolidazione monodimensionale fornisce il decorso nel tempo delle sovrappressioni interstiziali, ma può essere utilizzata anche per la previsione del decorso dei cedimenti nel tempo dell'intero strato. Infatti, nella maggior parte dei casi pratici non interessa conoscere il valore del grado di consolidazione U_z in un dato punto dello strato di terreno, ma piuttosto il valore del grado di consolidazione medio dell'intero strato raggiunto dopo un certo periodo di tempo dall'applicazione del carico.

Il grado di consolidazione medio dell'intero strato in termini di sovrappressione interstiziali, corrispondente ad un certo fattore di tempo, T , ossia ad un certo istante, t , è dato da:

$$U_{med} = \frac{\int_0^{2H} [u_0 - u(z, t)] dz}{\int_0^{2H} u_0 dz} \quad (5.21)$$

Osservando che durante il processo di consolidazione le pressioni efficaci variano della stessa quantità delle pressioni interstiziali, con segno opposto, e che, per l'ipotesi di elasticità lineare, la deformazione verticale è direttamente proporzionale alla pressione verticale efficace:

$$\frac{u_0 - u(t)}{u_0} = \frac{\Delta\sigma'(t)}{\Delta\sigma_v} = \frac{M\varepsilon(t)}{M\varepsilon_f} = \frac{\varepsilon(t)}{\varepsilon_f}$$

Si ha che il grado di consolidazione medio in termini di sovrappressione interstiziali, U , (rapporto tra la sovrappressione dissipata al tempo t e la sovrappressione totale iniziale) coincide con il grado di consolidazione medio in termini di cedimento, U_m , definito come rapporto tra il cedimento al tempo t , $s(t)$, che per definizione è l'integrale delle deformazioni verticali al tempo t , e il cedimento finale totale, s_f .

$$U_m = \frac{\int_0^{2H} \varepsilon(t) dz}{\int_0^{2H} \varepsilon_f dz} = \frac{s(t)}{s_f} = U_{med} \quad (5.22)$$

Ed generalmente nei casi pratici: interessa conoscere l'aliquota del cedimento totale che si è realizzata dopo un certo tempo dall'applicazione del carico. Si può osservare che nei grafici ($U_z - T$), il valore di U_m corrispondente ad un certo tempo adimensionalizzato T , rappresenta il rapporto tra l'area, $A(t)$, compresa tra la linea $U_z=0$ e la relativa curva di T e l'area totale del grafico, A_t , (quella compresa tra le linee $U_z=0$ e $U_z=1$). Ad esempio, in Figura 96 il rapporto tra l'area tratteggiata e l'area totale del grafico rappresenta il grado di consolidazione medio corrispondente ad un fattore di tempo $T = 0.05$.

Le soluzioni del grado di consolidazione medio U_m in funzione del fattore di tempo T_v si trovano diagrammate o tabulate per diversi andamenti dell'isocrona iniziale (Figura 97).

La soluzione è estendibile anche al caso di singolo drenaggio, nel quale una delle due superfici è impermeabili (superiore o inferiore). In tal caso, H (altezza di drenaggio) è pari allo spessore dell'intero provino. Ne consegue che il processo di consolidazione, rispetto a quello di un banco dello stesso spessore che possa drenare da entrambe le superfici, è quattro volte più lento.

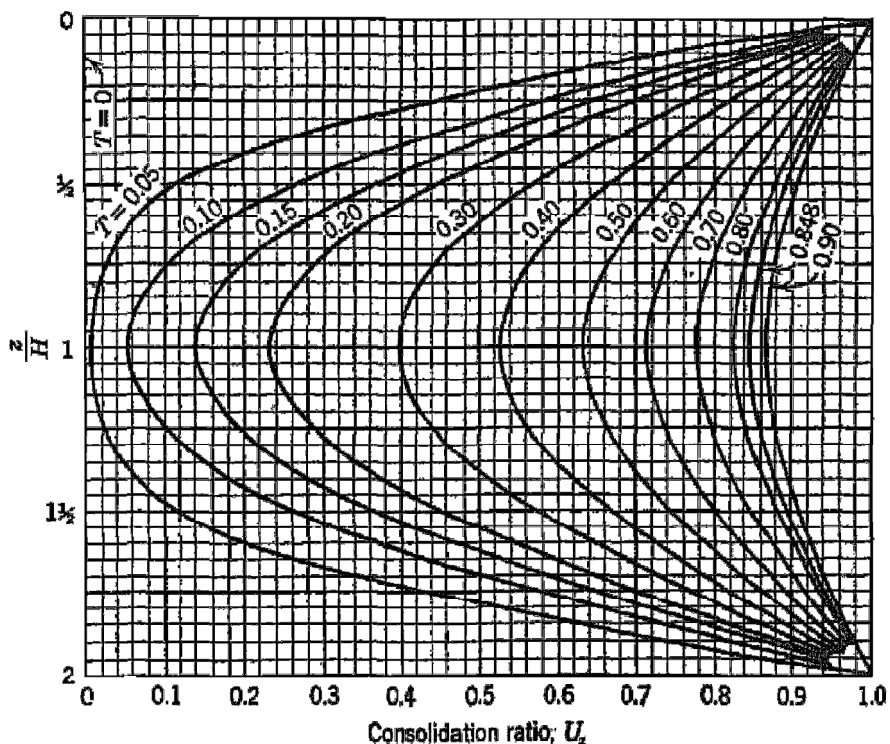


Figura 96: Grado di consolidazione U_z in funzione del fattore di tempo, T_v , e di z/H (Taylor 1948).

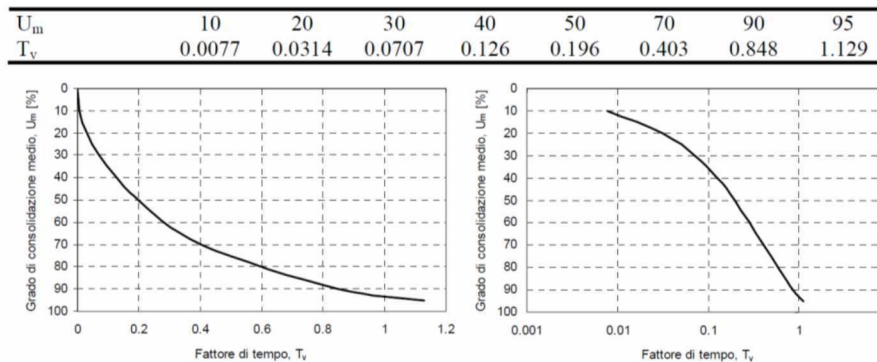


Figura 97: Valori tabulati della soluzione dell'equazione $U_m = f(T_v)$ per il caso di isocrona iniziale costante con la profondità con diagrammi della soluzione dell'equazione $U_m = f(T_v)$ per il caso di isocrona iniziale costante con la profondità, con ascissa in scala lineare (a) e logaritmica (b).

5.2.2 Considerazioni sulla validità della teoria per il problema in esame

Le ipotesi alla base della teoria della consolidazione sullo schema di carico e di vincolo, come ad esempio gli strati perfettamente orizzontali, il carico applicato uniforme e infinitamente esteso, sono accettabili nel caso dei riempimenti a mare. Difatti, solitamente si tratta di aree molto estese rispetto allo spessore le quale sono pianeggianti e con strati omogenei disposti orizzontalmente. Queste ipotesi comportano l'assenza di deformazioni orizzontali e il flusso dell'acqua solo verticale. Queste condizioni non sono valide tuttavia nei bordi delle aree dove la condizione di carico infinitamente esteso non è rappresentativa e il problema assume una geometria di tipo tridimensionale.

Le altre condizioni alla base della teoria invece non sembrano trovare riscontro nei problemi reali. In particolare, non possono essere considerate valide le ipotesi riguardanti la linearità del legame tensioni – deformazioni e la permeabilità del terreno costante nel tempo. Infatti, i casi reali mostrano:

- una marcata non linearità dei legame sforzi-deformazioni;
- permeabilità che tendono a diminuire durante la prova, anche in maniera considerevole nel caso di terreni altamente compressibili.

Queste ipotesi della teoria di Terzaghi portano a errori nelle previsioni dei fenomeni che possono causare una sovrastima sistematica dei cedimenti e una sottostima dei tempi di consolidazione attesi. L'entità degli errori aumenta al crescere dell'incremento di carico e della variazione volumetrica (Gibson et al. 1967).

L'errore che si commette per quanto riguarda i cedimenti sembrerebbe accettabile perché a favore di sicurezza. Tuttavia, nei problemi in esame, questo corrisponde ad una sovrastima della capacità volumetrica della vasca di colmata, che comporterebbe problemi in corso d'opera. È invece sicuramente a sfavore di sicurezza sottostimare i tempi necessari allo sviluppo dei cedimenti. In primis perché una sottostima dei tempi di consolidazione si traduce in una sovrastima delle tensioni efficaci sviluppatasi ad un certo tempo t_i , con conseguente sovrastima anche delle capacità di resistenza del terreno (Gibson et al. 1981); in secundis un errore nella stima dei tempi di consolidazione può portare a ritardi nella fase realizzativa dell'opera.

Un'ulteriore considerazione merita la componente viscosa che durante il processo di consolidazione viene trascurata del tutto poiché vi è un'ulteriore ipotesi di considerare che la compressione dovuta a fenomeni viscosi avviene solo dopo la fine dei cedimenti di consolidazione primaria. La coerenza di questa ipotesi nei problemi reali dei sedimenti marini è da valutare caso per caso, in base alla partecipazione al cedimento totale che la compressione secondaria tende ad avere.

5.2.3 La teoria della consolidazione monodimensionale in grandi deformazioni

Il superamento dell'ipotesi di piccoli spostamenti della teoria di Terzaghi (1925) significa introdurre nella trattazione della consolidazione la possibilità di tenere in considerazione le variazioni di stato e , di conseguenza, delle caratteristiche idromeccaniche del terreno.

Durante l'evoluzione della consolidazione avviene una compressione dello scheletro solido, dovuto allo scorrimento delle particelle, con il conseguente addensamento del terreno; la diminuzione della porosità si traduce in una diminuzione della permeabilità idraulica e in un miglioramento del comportamento tenso-deformativo (aumento della rigidità).

Per tenere in conto queste variazioni alcuni autori (Lo 1960; Davis & Raymond 1965; Janbu 1965) hanno sviluppato delle teorie che risultavano ancora basate su ipotesi riconducibili a quelle di piccoli spostamenti. In letteratura i riferimenti principali per teorie della consolidazione in grandi deformazioni sono quelli di Mikasa (1965) e Gibson et al. (1967) in cui sono state rimosse le limitazioni di piccole deformazioni e vengono prese in considerazione la variazione della compressibilità del suolo e della permeabilità.

Un altro fattore da tenere in considerazione per lo studio dei problemi legati al refluitamento dei sedimenti marini, è che il processo di consolidazione si innesca sotto l'azione del peso proprio ed è caratterizzato da alti valori dei cedimenti. Tale processo, noto con il termine di *self-weight consolidation*, è stato introdotto nella trattazione della teoria della consolidazione monodimensionale di Gibson et al. (1981) per strati omogenei considerando anche il peso proprio dello spessore di terreno.

Di seguito sono presentate le peculiarità di questa teoria.

Teoria di Gibson Schiffman e Cargill (1981)

Le ipotesi che, rispetto alla teoria di Terzaghi precedentemente esposta, rimangono valide nella teoria di Gibson sono: il mezzo poroso è saturo; l'acqua e le particelle del terreno sono incompressibili; il flusso dell'acqua e gli spostamenti del terreno avvengono solo in direzione verticale; validità della legge di Darcy; lo scheletro solido non è soggetto a fenomeni di creep durante il processo di consolidazione.

Sono invece introdotte nella trattazione: le ipotesi di grandi deformazioni, il peso proprio del terreno coinvolto; e la variazione della compressibilità e di permeabilità durante il processo di carico; sono rimosse le limitazioni sul carico applicato (non più necessariamente istantaneo e costante nel tempo).

Il sistema di coordinate usualmente utilizzate in geotecnica è il sistema Euleriano, dove le deformazioni del corpo sono riferite a un piano fisso nello spazio. Il limite dell'utilizzo di tale sistema di riferimento è essenzialmente quello che in fenomeni come quello della consolidazione le particelle che compongono lo scheletro solido del materiale si muovono rispetto al sistema di riferimento Euleriano. Nel caso di deformazioni infinitesimali, si suppone che lo spessore dello strato non cambi, poiché le deformazioni sono molto piccole rispetto alle dimensioni dello strato stesso. L'uso del sistema di riferimento Euleriano nel caso di grandi deformazioni può risultare sconveniente.

Risulta più indicato fare riferimento a sistemi di coordinate di tipo convettivo e Lagrangiano che focalizzano l'attenzione sulla singola particella e non su un determinato volume di controllo. Le proprietà del flusso saranno quindi funzioni della scelta del particolare elemento, oltre che del tempo t . Quando l'elemento di terreno si deforma, la posizione e la forma dell'elemento cambiano, tali variazioni sono quindi collegate al sistema convettivo (ξ, t) o al sistema lagrangiano (a, t) .

Ad esempio si può descrivere la posizione di un rettangolo di vertici ABCD mediante l'utilizzo della coordinata lagrangiana a che è la distanza fra il lato CD e il piano fisso nello spazio (che può essere assimilata alla superficie inferiore del sistema) se consideriamo ad un istante successivo in cui è cominciato il processo di consolidazione, il Rettangolo ABCD è sì modificato e la nuova distanza dal piano fisso è individuata da ξ che è la coordinata convettiva (Figura 98). Può essere comodo in fisica esprimere la variabile dipendente (ad esempio la pressione interstiziale) in termini di coordinata convettiva e tempo; ma dal punto di vista matematico è sconveniente in quanto la variabile ξ è a sua volta funzione di a e del tempo t . La variabile a , tuttavia, è indipendente dal tempo e come t è una variabile indipendente. Perciò il sistema $(a; t)$ dal punto di vista matematico è alla base della teoria della consolidazione a deformazioni finite. Per sintetizzare la differenza fra un sistema di coordinate Euleriano e Lagrangiano sta nel fatto che, mentre il sistema Euleriano è fisso nello spazio per tutto il tempo, quello Lagrangiano riferisce tutti gli eventi a una configurazione iniziale $(t=0)$.

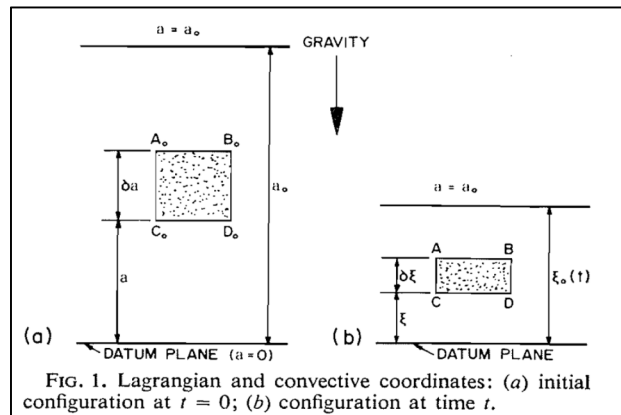


Figura 98: Coordinate lagrangiane e convettive: (a) configurazione iniziale; (b) configurazione al tempo t (Gibson et al. 1981).

L'utilizzo del sistema Lagrangiano consente indubbiamente di poter sempre identificare i confini del sistema, ma per contro si perde l'informazione dell'esatta posizione del sistema: $\xi(a_0, t)$.

Una differenza sostanziale tra la teoria di Gibson e quella di Terzaghi consiste nella variabile dipendente adottata nell'equazione. Tipiche grandezze adottate quali variabili dipendenti sono la pressione neutra, la tensione efficace e l'indice dei vuoti. Terzaghi nella sua equazione della consolidazione adotta la pressione neutra come variabile dipendente, il che rende facilmente specificabili le condizioni al contorno. Lo svantaggio principale derivante dall'utilizzo delle pressioni interstiziali o del carico come variabile indipendente è quello che nelle formulazioni sviluppate nell'ipotesi di grandi deformazioni l'equazione descrittiva del fenomeno è altamente non lineare. Il lavoro di Gibson ha adottato l'indice dei vuoti (e) come variabile dipendente. Questa scelta ha portato alla definizione di un'equazione di più semplice risoluzione.

Se consideriamo il peso specifico del fluido interstiziale e dello scheletro solido ρ_f e ρ_s , l'equilibrio verticale richiede che sia soddisfatta l'equazione

$$\frac{\delta\sigma}{\delta z} \pm (e\rho_f + \rho_s) = 0 \quad (5.23)$$

Dove σ è la tensione verticale totale.

In aggiunta, l'equilibrio del liquido interstiziale richiede che

$$\frac{\delta p}{\delta z} - \frac{\delta u}{\delta z} \pm \rho_f \frac{\delta \xi}{\delta z} = 0 \quad (5.24)$$

Dove p è la pressione interstiziale neutra, e u è la sovrappressione interstiziale. E se vale:

$$\frac{\delta}{\delta z} \left[\frac{e(v^f - v^s)}{1 + e} \right] + \frac{\delta e}{\delta t} = 0; \quad (5.25)$$

dove v^s e v^f sono la velocità di flusso della fase solida e della fase liquida rispetto a un piano fissato, la continuità del flusso del liquido interstiziale è assicurata.

Infine, è richiesto anche il rispetto della legge di Darcy:

$$\frac{e(v^f - v^s)}{k} \pm (1 + e) + \frac{1}{\rho_f} \frac{\delta p}{\delta z} = 0 \quad (5.26)$$

dove k è il coefficiente di permeabilità.

Se lo scheletro solido è omogeneo, non ci sono effetti dovuti al creep e la consolidazione è monotona, allora la permeabilità k dipende solo dall'indice dei vuoti, $k = k(e)$, e le tensioni efficaci verticali, $\sigma' = \sigma - p$, sono funzione dell'indice dei vuoti $\sigma' = \sigma'(e)$.

Sostituendo (5.23), (5.25) e (5.26) si ottiene la seguente equazione:

$$\pm \left(\frac{\rho_s}{\rho_f} - 1 \right) \frac{\partial}{\partial e} \left[\frac{k(e)}{1 + e} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\rho_f(1 + e)} \frac{\partial \sigma' \partial e}{\partial e \partial z} \right] = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (5.27)$$

La (5.27) è l'equazione di Gibson per la consolidazione dei materiali in presenza di grandi deformazioni. Tale equazione è altamente non lineare. Può essere resa lineare inserendo le proprietà del terreno, spostando la non linearità all'interno delle relazioni che descrivono la permeabilità e la compressibilità. L'equazione di Terzaghi è un caso specifico a cui l'equazione precedente conduce se si introducono le ipotesi di piccole deformazioni.

Si può vedere come l'equazione (5.27) presenti sul lato sinistro due termini che assumono la forma di avvezione il primo ed equazione diffusione il secondo. Il termine a destra rappresenta il processo di consolidazione. Una soluzione analitica dell'equazione è possibile solo sotto speciali condizioni, introducendo costanti di linearizzazione:

$$g(e) = - \frac{k(e)}{\gamma_f(1 + e)} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \quad (5.28)$$

$$\lambda(e) = - \frac{d}{de} \left(\frac{de}{\partial \sigma'} \right) \quad (5.29)$$

Si è osservato che $g(e)$, che rappresenta il coefficiente di consolidazione, è molto meno sensibile alle variazioni di e rispetto alle grandezze che lo definiscono. Questo suggerisce che considerarlo costante sia una ragionevole approssimazione per i problemi reali. Assumere $\lambda(e)$ costante è, invece, una assunzione

restrittiva che però può rappresentare con sufficiente approssimazione i comportamenti di molti dei materiali a matrice fine.

Con queste assunzioni è possibile risolvere l'equazione con il metodo numerico alle differenze finite.

5.2.4 Sedimentazione e consolidazione: una teoria unificata

Negli ultimi decenni diversi autori hanno sviluppato delle teorie per interpretare in maniera accoppiata la fase di sedimentazione e di consolidazione. Il lavoro di Toorman (1996), ad esempio, sviluppa un'unica teoria che considera i precedenti lavori di Gibson, Imai, Kynch, sopra citati, sviluppando una teoria unificata in grado di descrivere il comportamento dei terreni soggetti a sedimentazione e a consolidazione che si diversifica solo per le leggi costitutive dei materiali.

Anche Pane and Schiffman (1985) danno un contributo importante per adattare la teoria di Gibson a descrivere le fasi di sedimentazione precedenti alla consolidazione. In particolare, hanno ripreso il lavoro di Been (1980) che su esperimenti di sedimentazione in colonna aveva osservato con strumenti a raggi X l'esistenza di una fase intermedia in cui la densità è molto variabile con la profondità. In questa fase lo sviluppo delle tensioni efficaci non è ancora completo, e per tale ragione, Pane e Schiffman hanno proposto una generalizzazione del principio delle tensioni efficaci:

$$\sigma = \beta(e)\sigma' + u \quad (5.30)$$

Che sostituito all'interno dell'equazione di Gibson et al. (1981) spiega, da un punto di vista meccanico, il comportamento della miscela acqua terreno, permettendo di modellare simultaneamente sia la sedimentazione che la consolidazione.

Il termine $\beta(e)$ è definito come un coefficiente di interazione tra le particelle ed è una funzione monotona dell'indice dei vuoti. Una possibile forma della funzione è proposta in Figura 99 ma in realtà, secondo (Toorman and Huysentruyt 1994) la sua reale forma non è mai stata investigata. Il valore di β è uguale a 0 per valori di indice dei vuoti maggiori di un determinato indice dei vuoti e_m ; dal punto di vista fisico, questo avviene quando le particelle sono molto lontane fra loro e non interagiscono fra loro scambiandosi forze di contatto e la miscela si comporta come un fluido. Per valori minori di un indice dei vuoti definito e_s le forze di contatto, e quindi le tensioni efficaci, sono completamente sviluppate e la miscela si comporta come un solido. Per valori intermedi di indice dei vuoti il comportamento è intermedio e viene descritto dal valore del parametro β .

Assumendo la validità del principio 5.30, l'equazione di Gibson può essere scritta come segue:

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \left(\frac{\rho_s}{\rho_f} - 1 \right) \frac{\partial}{\partial e} \left[\frac{k}{1+e} \right] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k(e)}{\rho_f(1+e)} \beta \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\rho_f(1+e)} \sigma' \frac{\partial \beta}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right] = 0 \quad (5.30)$$

Se l'indice dei vuoti della miscela $e > e_m$ l'equazione si riduce a quella di sedimentazione di Kynch. Invece, per $e < e_s$ le tensioni efficaci sono completamente sviluppati e quindi l'equazione torna a essere identica a quella di Gibson et al. (1981).

Per la fase intermedia in cui $e_s < e < e_m$ la miscela è in una fase transitoria poiché che la velocità del fluido è relativamente molto alta in questa fase e quindi le forze di resistenza sviluppate tra fluido e particelle sono paragonabili alle tensioni efficaci.

In realtà il principio generalizzato delle tensioni efficaci, proposto da Pane e Schiffman, può essere considerato solo un metodo numerico per la risoluzione dell'equazione di Gibson, difatti, alla luce di altri lavori come ad esempio quello di Verruijt (1995) che conferma i risultati ottenuti anche da altri autori (Biot and Willis 1957; Skempton 1960; Gibson et al. 1967), si è dimostrata la validità del principio delle tensioni efficaci anche nella fase intermedia individuata da Been (Merckelbach and Kranenburg 2004).

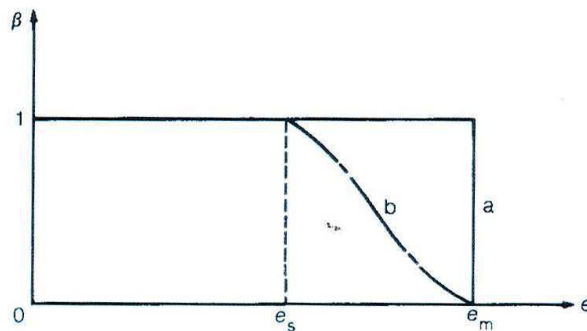


Figura 99: Forma del coefficiente β .

5.3 Caratterizzazione in laboratorio del materiale “Fincantieri”

5.3.1 Determinazione peso di volume dei solidi

La determinazione del peso di volume secco è stata eseguita attraverso la valutazione della gravità specifica per mezzo del picnometro, eseguendo la procedura riportata in ASTM D854-10 (Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer).

In particolare, è stata eseguita la procedura indicata come metodo A che è da preferirsi nel caso di terreni a matrice fina e che anche una parte di materiale organico.

Preventivamente sono state eseguite le calibrazioni degli strumenti utilizzati con il procedimento indicato nella norma. Il metodo A prevede l'utilizzo del campione umido; vista quindi la presenza dell'acqua marina nei pori del campione, sono stati determinati preventivamente il peso di volume utilizzando il picnometro e la concentrazione salina ponendo in forno a 105°C tre campioni di acqua di mare prelevati nell'area di dragaggio. I risultati medi sono indicati in Tabella 4.

Tabella 4: Valori medi e Peso di volume e salinità dell'acqua di mare.

Acqua di mare

Peso di volume	1,025	g/cm ³
Salinità	39,91	g/l

Il dato della salinità era necessario considerare per poter epurare la misura del peso secco del campione dal quantitativo di sale contenuto nell'acqua interstiziale. L'influenza della componente salina sulla misura del peso di volume del solido è stata di circa il 5%.

Si riportano di seguito i risultati riferiti ai sedimenti, di interesse per il problema in esame.

La misura effettuata secondo le indicazioni della norma consiste delle seguenti fasi:

- misura della massa del picnometro riempito completamente con acqua distillata (tarato in base alla temperatura rilevata) ($M_{\rho_{w,t}}$);
- misura della massa del campione umido di cui si vuole conoscere la densità ($M_U = M_s + M_w$);
- misura della massa del picnometro con all'interno il campione umido e acqua distillata nella misura necessaria per arrivare a completare il volume ($M_{\rho_{ws,t}}$);
- determinazione della massa secca del campione dopo 24 ore in forno a 110±5°C.

La gravità specifica (G_S), definita come il rapporto tra la densità del solido ρ_s e la densità dell'acqua distillata a una data temperatura $\rho_{w,t}$ è quindi calcolata con la seguente formula:

$$G_S = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_S}{M_{\rho_{w,t}} - (M_{\rho_{w,s,t}} - M_S)}$$

Per tenere conto della presenza del sale nel calcolo di G_S le misure parziali effettuate sono state corrette come di descritto di seguito:

- alla misura della massa del picnometro riempito completamente con acqua distillata (tarato in base alla temperatura rilevata) è stata sottratta la massa di acqua distillata equivalente al volume di acqua salata contenuta nel campione umido ($M_{\rho_{w,t}} - V_{w,sal} * \rho_{w,dist}$);
- alla massa del picnometro con il campione umido al suo interno ($M_{\rho_{w,s,t}}$) è stato sottratto il peso dell'acqua interstiziale salata contenuta nel campione ($M_{w,sal}$).
- del campione dopo 24 ore in forno a $110 \pm 5^\circ\text{C}$. Al valore della massa secca misurato dopo l'essiccazione in forno è stato sottratta la massa del sale contenuto nell'acqua interstiziale, stimato moltiplicando la massa d'acqua evaporata per la concentrazione salina precedentemente misurata ($M_S - M_w * C(\%)_{sal}$).

$$G_S = \frac{\rho_s}{\rho_{w,t}} = \frac{M_S - M_w * C(\%)_{sal}}{(M_{\rho_{w,t}} - V_{w,sal} * \rho_{w,dist}) - (M_{\rho_{w,s,t}} - M_{w,sal} - (M_S - M_w * C(\%)_{sal}))}$$

In Tabella 5 sono riportati i risultati delle determinazioni del peso di volume del solido del materiale.

In base ai risultati ottenuti dalle prove, eseguendo una media, è possibile stimare un peso di volume dei sedimenti secchi pari a $26,85 \text{ kN/m}^3$ ($2,735 \text{ g/cm}^3$).

Tabella 5: Determinazione del peso di volume.

PESO DI VOLUME DEL SOLIDO		
γ_{s1}	2,727 g/ml	
γ_{s2}	2,740 g/ml	
γ_{s3}	2,740 g/ml	
$\gamma_{s,medio}$	2,735 g/ml	26,85 kN/mc

5.3.2 Determinazione contenuto d'acqua

Il contenuto d'acqua dei sedimenti è stato determinato sul materiale campionato dopo il dragaggio che è stato portato in laboratorio. Tale materiale è stato prelevato all'interno del pozzo di carico del motopontone durante il trasporto dei sedimenti dal sito di dragaggio al sito di conferimento. Esso è stato determinato mediante la procedura standard. Il campione umido è stato posto in forno ad una temperatura di 105°C per un periodo di tempo minimo di 24h. In Tabella 6 sono riportati alcuni esempi di determinazione del contenuto d'acqua eseguiti. I campioni sono stati conservati in cella frigorifera alla temperatura di 4°C in contenitori chiusi. Per ulteriore controllo i contenuti d'acqua sono stati ripetuti con cadenza bimestrale per tutta la durata della sperimentazione. La variazione del contenuto d'acqua nel tempo non è stato apprezzabile in quanto le misure effettuate sono ricadute tutte entro il range di variabilità riscontrato dalla prima serie di misure (dal 90 al 96%). Dalle misure effettuate è stato potuto stimare un contenuto d'acqua medio w_m pari al 93,3%.

Tabella 6: Determinazione contenuto d'acqua.

	#1	#2	#3
Tara	31,67 g	29,89 g	32,73 g
Lordo Umido	76,68 g	76,28 g	84,21 g
Lordo secco	55,35 g	53,60 g	59,26 g
Peso Netto	21,33 g	22,68 g	24,95 g
w%	90%	96%	94%

5.3.3 Classificazione granulometrica

La classificazione granulometrica dei sedimenti è stata condotta facendo riferimento alle indicazioni riportate nell'ASTM D-2487 (2011). Per la componente sabbiosa e ghiaiosa dei sedimenti, l'analisi granulometrica è eseguita per mezzo di setacciatura per via umida. Per la classificazione sono state utilizzate le linee guida per i sedimenti marini prodotte da ICRAM per il Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio (Romano and Gabellini, 2001). In Tabella 7 sono riportate le classi dimensionali per la classificazione. In alternativa, il documento propone anche la classificazione secondo il diagramma triangolare di Shepard. Le differenze principali con la classificazione ASTM consistono nella separazione della classi è stata considerata la frazione pelite pari al passante al setaccio N.230 ASTM (0,063 mm).

Tabella 7: Limiti per l'analisi granulometrica dei sedimenti marini, riportati nelle indicazioni ICRAM.

Ghiaia		>2mm
Sabbia		2 mm > x > 0,063 mm
Frazione pelite	Limo	0,063 mm > x > 0,002 mm
	Argilla	0,002 mm

Le parti limosa ed argillosa, identificate come il passante al setaccio N.230 ASTM (0,063 mm), sono state classificate per mezzo di aerometria. Questa tecnica si avvale della legge di Stokes che correla le dimensioni e la percentuale delle particelle in sospensione in un liquido con la loro velocità di sedimentazione, sulla base del loro peso specifico e del peso specifico del liquido. Si riportano in Tabella 8 e i risultati della setacciatura.

Tabella 8: Risultati della setacciatura.

SETACCIO	PASSANTE
Apertura (mm)	(%)
2,00	100
1,00	100
0,60	100
0,425	100
0,180	98
0,09	95,1
0,063	93,4

L'esito della classificazione granulometrica ha evidenziato per il sedimento analizzato la seguente composizione:

- Ghiaia = 0 %
- Sabbia = 6,6 %
- Frazione pelite = 93,4 %

In Tabella 9 e

Tabella 10 sono rispettivamente riportati i dati del campione su cui è stata eseguita l'aerometria e i risultati della prova, da cui è risultata una percentuale della frazione argillosa ($D < 0.002\text{mm}$) sul totale pari al 36,2%. Di seguito, in Figura 100 si riporta la rappresentazione grafica della curva granulometrica. Riassumendo il materiale è caratterizzato dalla seguente composizione granulometrica.

- Ghiaia = 0 %;
- Sabbia = 6,6 %;

- Limo = 57,2 %;
- Argilla = 36,2 %.

Tabella 9: Dati di partenza dell'aerometria.

DATI AEROMETRIA		
Peso secco del passante al setaccio N.230	183,01	g
Peso secco terreno per aerometria	50,00	g
densimetro	151H	
Peso specifico dei grani	2,735	g/cm ³
Volume sospensione	1000	cm ³

Tabella 10: Risultati dell'aerometria eseguita sul passante al setaccio #230.

Tempo [min]	Densità [g/cm³]	Diametro equivalente	Passante [%]
0,25	1,0350	0,0669	89,5
0,5	1,0340	0,0487	86,5
1	1,0330	0,0354	83,6
2	1,0320	0,0257	80,6
4	1,0310	0,0186	77,7
15	1,0280	0,0103	68,8
45	1,0250	0,0063	60,0
120	1,0210	0,0042	48,2
240	1,0190	0,0030	42,3
583	1,0169	0,0020	36,2
1460	1,0140	0,0013	27,7
3192	1,0120	0,0009	21,8

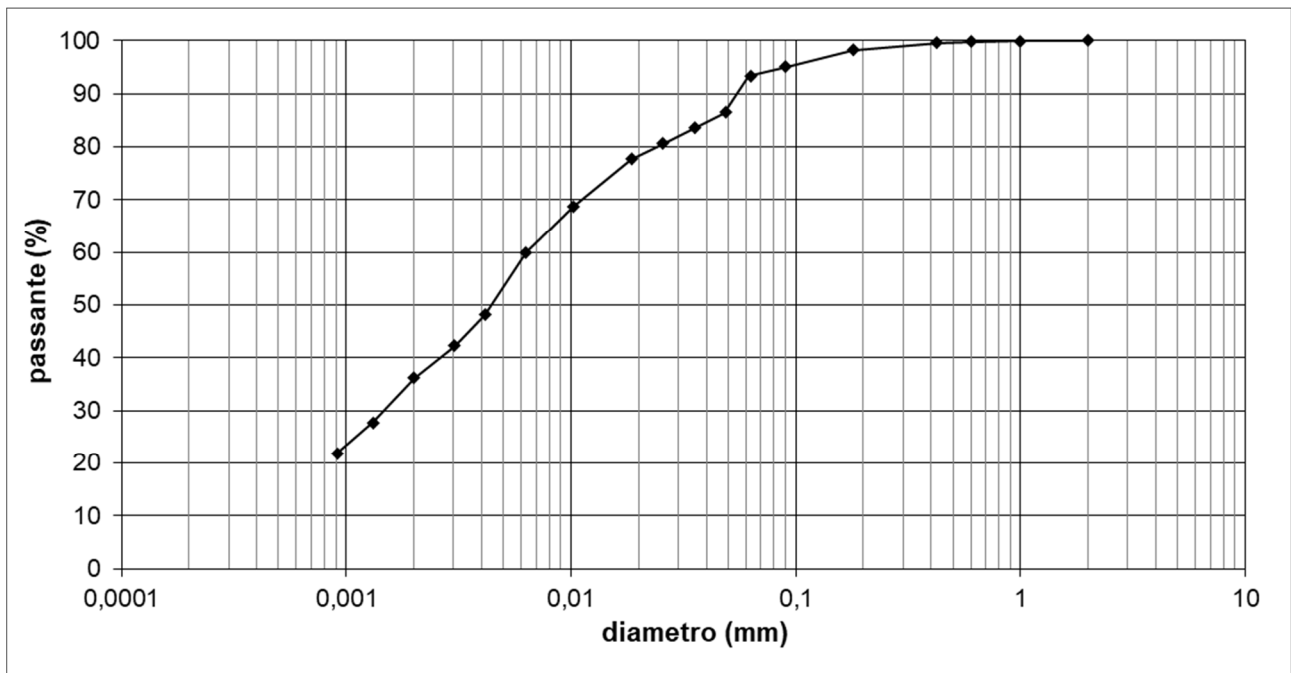


Figura 100: Curva granulometrica del sedimento analizzato.

5.3.4 Determinazione dei limiti di Atterberg

La determinazione dei limiti di consistenza, limite liquido, limite plastico e limite di ritiro, è effettuata mediante prove empiriche sul passante al setaccio #40 ASTM. Le prove sono state eseguite secondo le procedure standard riportate all'interno del documento ASTM D4318-10 (1994).

Per gli scopi pratici della ricerca è stato ritenuto sufficiente limitare la caratterizzazione alla determinazione del limite liquido ed il limite plastico. Come anche indicato nella norma ASTM di riferimento il limite liquido di un terreno che contiene della sostanza organica può considerevolmente diminuire in seguito alla sua essiccazione in forno durante la fase di preparazione del materiale. Per tale ragione, vista la natura del materiale testato, si è effettuata la determinazione dei limiti sia sul materiale nelle condizioni "naturali", sia dopo la sua essiccazione in forno a 105°C per un periodo di tempo maggiore di 24 ore. Il confronto tra i due risultati può essere utilizzato per la classificazione del materiale di natura organica presente nel materiale (come indicato in ASTM D-2487).

Il limite di liquidità w_L identifica il passaggio del terreno da un comportamento liquido ad uno plastico. Esso è determinato mediante la prova del Cucchiaio di Casagrande. Il materiale viene spalmato all'interno del cucchiaio e con uno strumento standardizzato viene praticato un solco. Il cucchiaio viene lasciato cadere da un'altezza prestabilita per diverse volte fino a quando non si verifica la chiusura del solco inizialmente praticato. Il risultato consiste nel contare il numero di cadute necessarie affinché il solco si richiuda per una lunghezza di 13 mm. Alla fine della prova il materiale dal cucchiaio viene posto in contenitori ed essiccato per calcolarne il contenuto d'acqua. La prova viene ripetuta più volte con contenuti d'acqua diversi in modo da ottenere dei risultati variabili. La ripetizione della prova consente di costruire un andamento del contenuto d'acqua w del terreno in funzione del numero di "colpi" registrati. Il limite liquido è definito come il contenuto d'acqua w necessario affinché il solco si richiuda in 25 "colpi" e viene calcolato sulla base dell'andamento $w-n^\circ$ colpi. I risultati ottenuti sul materiale non essiccato e su quello essiccato sono riportati rispettivamente Figura 101 e Figura 102.

Il limite di plasticità w_p identifica il contenuto d'acqua per il quale il terreno inizia a perdere il suo comportamento plastico. La sua determinazione avviene mediante la modellazione del materiale in bastoncini di forma cilindrica di spessore di 3,2 mm. Si assume convenzionalmente come limite plastico il contenuto d'acqua per il quale i bastoncini preparati iniziano a manifestare le prime fessure. Analogamente a quanto fatto per il limite liquido il materiale viene posto in forno per la determinazione del contenuto d'acqua. La prova è stata ripetuta due volte ed il valore dell'indice di plasticità è stato mediato tra i due risultati ottenuti. In Tabella 11 e in

Tabella 12 sono riassunti i risultati delle prove effettuate.

Tabella 11: Determinazione limite liquido e limite plastico dei sedimenti che non hanno subito il processo di essiccazione in forno.

Provenienza terreno: Sedimenti Fincantieri - Campione umido					
	Limite Liquido			Limite Plastico	
N° dei colpi	16	22	34		
Peso lordo campione umido (g)	55,55	60,44	43,26	36,88	37,78
Peso lordo campione asciutto (g)	47,79	50,46	39,46	35,57	36,62
Peso acqua (g)	7,76	9,98	3,80	1,31	1,16
Tara (g)	33,74	31,53	32,01	31,25	32,80
Peso netto secco (g)	14,05	18,93	7,45	4,32	3,82
contenuto d'acqua (%)	55,23	52,72	51,01	30,32	30,37

Tabella 12: Determinazione limite liquido e limite plastico dei sedimenti dopo l'essiccazione in forno.

Sedimenti Fincantieri – Prova eseguita dopo essiccazione

	Limite liquido			Limite plastico	
	16	29	36	/	/
N° dei colpi	16	29	36	/	/
Peso lordo campione umido (g)	47,75	48,75	52,06	37,68	39,14
Peso lordo campione asciutto (g)	42,28	43,08	45,21	36,59	37,45
Peso acqua (g)	5,47	5,67	6,85	1,09	1,69
Tara (g)	30,61	30,03	29,17	32,56	31,10
Peso netto secco (g)	11,67	13,05	16,04	4,03	6,35
contenuto d'acqua (%)	46,87	43,45	42,71	27,05	26,61

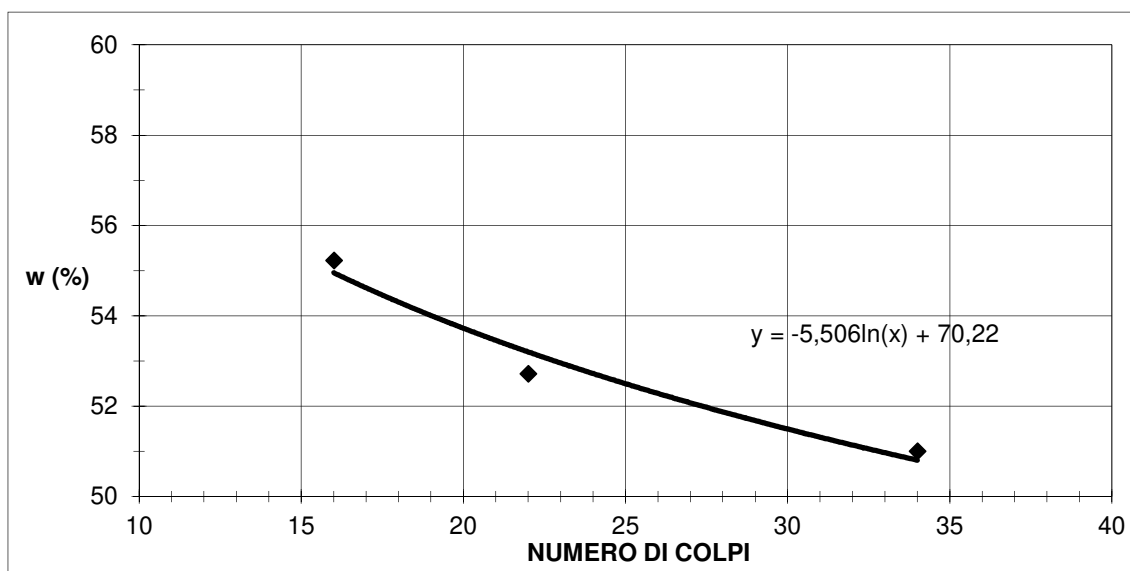


Figura 101: Determinazione del limite liquido del materiale che non ha subito il processo di essiccazione.

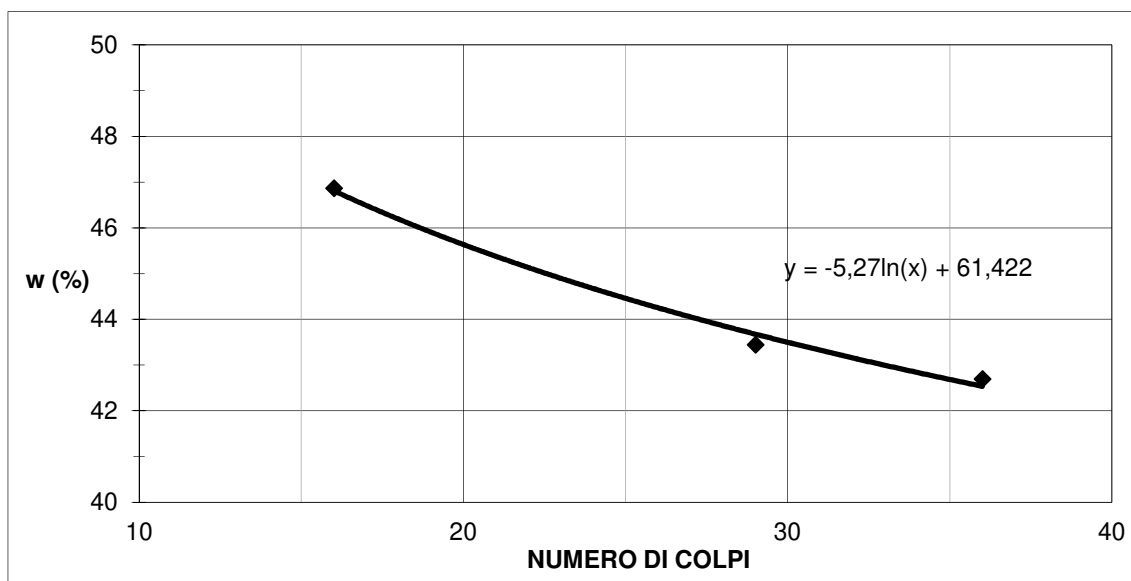


Figura 102: Determinazione del limite liquido del materiale che ha subito il processo di essiccazione.

5.3.5 Determinazione della frazione organica

Per la determinazione della frazione organica, il materiale è stato preventivamente essiccato in un forno per eliminare l'acqua presente all'interno del campione. Successivamente, la determinazione della componente organica è avvenuta posizionando un quantitativo di campione all'interno di un forno alla temperatura di 500°C. La misura della massa del campione è stata ripetuta per diversi giorni ad intervalli di 24 ore fino al raggiungimento di un valore costante. In Tabella 13 è riportato il valore di contenuto organico medio determinato.

Tabella 13: Valori della frazione organica determinati su n°3 campioni di sedimento.

N°campione	Frazione organica	Frazione organica media
#1	3,07%	4,04%
#2	4,51%	
#3	4,55%	

5.4 Sperimentazione di laboratorio sui sedimenti dragati dalla banchina “Fincantieri”

Lo studio dei sedimenti per il problema in esame, come precedentemente anticipato, si è focalizzato sul suo comportamento meccanico nei diversi stati di addensamento. Lo studio dei fenomeni con teorie della consolidazione in grandi deformazioni, infatti, permette di tenere in considerazione l'aumento della compressibilità e la diminuzione delle caratteristiche di permeabilità del volume di solido interessato dalle deformazioni. Tale possibilità non è contemplata dalla teoria di Terzaghi che, descrivendo il fenomeno in condizioni di piccole deformazioni, considera trascurabili tali effetti.

La determinazione delle leggi di variazione di queste caratteristiche è necessaria per la risoluzione dell'equazione che descrive il fenomeno e può essere effettuata mediante prove sperimentali in laboratorio.

La metodologia di prova più accurata, riconosciuta nella letteratura, è sicuramente la prova di Seepage Induced Consolidation (SIC test) che permette di indagare le caratteristiche sopracitate per un dato provino a partire da livelli tensionali molto bassi. La prova è stata ideata da Imai (1979) e successivamente perfezionata nelle ricerche di *Abu-Hejleh e Znidarcic* (Znidarcic et al. 1992, Abu-Hejleh et al. 1996). Le prime applicazioni di Imai hanno riguardato proprio lo studio delle caratteristiche di un materiale dragato a matrice fine conferito all'interno di un bacino conterminato. Il principio su cui si basa la prova è quello di consolidare il provino mediante l'applicazione di forze di filtrazione; la prova permette di determinare in maniera diretta i parametri caratteristici di consolidazione del materiale in continuo, a partire da livelli tensionali molto bassi che sono propri dei sedimenti durante la consolidazione sotto il proprio peso. Tale prova è caratterizzata da tempi di esecuzione molto lunghi (fino a diversi mesi) e necessita di attrezzature non comuni ai normali laboratori geotecnici.

Nel caso in esame si è scelto di non caratterizzare i sedimenti ricorrendo a tale prova poiché la presenza di molti materiali diversi avrebbe richiesto tempi per la caratterizzazione molto lunghi. Per tale ragione, lo scopo della ricerca in laboratorio è stato quello di mettere a punto una procedura di caratterizzazione sistematica dei materiali basata su prove di semplice esecuzione e di comune utilizzo, quale la prova di consolidazione edometrica ad incremento di carico. Le condizioni al contorno di tale prova, come è noto, consentono di riprodurre le ipotesi alla base della teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Nonostante i limiti teorici evidenziati, in letteratura non mancano esempi di utilizzo delle prove edometriche per la caratterizzazione dei sedimenti marini. Ad esempio, de Lillis & Miliziano (2016) hanno tarato il modello di consolidazione dei sedimenti refluiti nella vasca di colmata di Gaeta con leggi costitutive dei materiali ricavate in modo analogo. Allo stesso modo Vergote & Mengé (2015) propongono di utilizzare i

risultati dei test di compressione edometrica ad alti livelli tensionali per la determinazione delle leggi $\sigma'(e)$ e $k(e)$ combinandoli ai risultati di prove a bassi livelli tensionali come le consolidazioni in colonna (sotto il proprio peso). Anche Ganesalingam et al. (2011) per la caratterizzazione dei sedimenti dragati nel porto di Brisbane in Australia ricorrono alle prove edometriche ad incremento di carico per la stima dei parametri da utilizzare.

Nel caso specifico, si sono eseguite prove di consolidazione edometrica a gradini di carico costanti su provini ricostituiti. Vista la difficoltà di indagare i bassi livelli tensionali con tale prova, si è fatto ricorso a prove di sedimentazione in colonna, come suggerito dalla letteratura. I risultati sperimentali ricavati da tutte le prove sono stati poi interpretati per calibrare le leggi di variazione dello stato di addensamento in funzione dello stato tensionale. L'elaborazione dei dati raccolti è stata effettuata sulla base della relazione di Liu & Znidarcic (1991) per quanto riguarda la legge di compressibilità e la relazione di Krizek & Somogyi (1984) per quanto riguarda la legge di variazione della permeabilità.

Particolare attenzione è stata posta nella ricostituzione dei provini che è stata eseguita in modo da simulare diverse condizioni di sversamento e sedimentazione del sedimento in sito. Per le fasi iniziali di studio del materiale, vista la natura fortemente eterogenea dei sedimenti marini, le prove sono state ripetute più volte su diversi provini soggetti alle stesse condizioni al contorno, ma confezionati in modo da ottenere un diverso indice dei vuoti iniziale.

Poiché i parametri di consolidazione sono comunque fortemente dipendenti dalle condizioni di deposizione in sito, i parametri determinati in laboratorio dovranno essere tarati tenendo conto dell'effetto scala, che, dalle esperienze riportate in letteratura (de Lillis et al. 2017), può avere una grande influenza soprattutto sulle prime fasi della consolidazione, cioè quando lo stato di addensamento dei materiali è minore.

La sperimentazione è stata preceduta da una prima fase in cui si sono determinate le caratteristiche fisiche del sedimento: contenuto d'acqua iniziale, frazioni granulometriche, peso specifico della frazione solida, e percentuale della frazione organica. Sulla base dei limiti di Atterberg Berilgen et al. (2006) hanno tarato delle correlazioni che permettono di stimare i parametri per la calibrazione delle leggi di consolidazione. I parametri determinati a partire da tali correlazioni possono essere confrontati con i valori determinati in studi analoghi di cui si ha riscontro in letteratura (Berilgen et al. 2006, Abu-Hejleh et al. 1996).

Nello spirito di verificare l'attendibilità dei valori di permeabilità determinati indirettamente dai risultati delle prove edometriche, nella fase finale della sperimentazione si sono eseguite prove di determinazione diretta della permeabilità in consolidometro a vari stati di addensamento. Il coefficiente di conducibilità idraulica k , infatti, è il parametro che presenta il campo di variazione più ampio in geotecnica; la sua determinazione sulla base dei risultati della prova edometrica è condizionato dalle assunzioni che sono alla base della teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi. Per tale ragione, si ritiene che questo approfondimento sia cruciale per la validazione della procedura di caratterizzazione proposta.

Sulla base dei risultati delle prove in consolidometro, è stata ricavata la legge di variazione della permeabilità in funzione dell'indice dei vuoti ed è stata poi confrontata con i risultati ottenuti dalle prove edometriche.

Le leggi così calibrate potranno essere utilizzate per la modellazione della consolidazione dei sedimenti, come guida alla progettazione dell'intervento di consolidamento della vasca di colmata.

5.4.1 Prove di sedimentazione in colonna

Il test di sedimentazione, proposto da Imai (1980), consiste nel posizionare una miscela acqua-in un cilindro graduato con base impermeabile e di osservare nel tempo l'evoluzione del processo. Il processo di sedimentazione che ne consegue consiste di una prima fase di flocculazione in cui le particelle formano degli aggregati; in seguito si può osservare un graduale abbassamento dell'interfaccia tra la sospensione dei solidi e l'acqua trasparente sulla superficie; contemporaneamente, sul fondo del cilindro si forma uno strato che consolida sotto il peso proprio. Il processo di sedimentazione termina nel momento in cui non vi sono più apprezzabili abbassamenti della sospensione solido-liquido: restano solamente una zona di acqua trasparente e il materiale sedimentato sulla base del cilindro che consolida sotto il proprio peso.

L'indice dei vuoti al termine del processo di sedimentazione può essere stimato come il rapporto tra volume dei vuoti e il volume occupato dalla fase solida:

$$e = \frac{V_{finale} - V_{solido}}{V_{solido}}$$

dove:

V_{finale} è il volume occupato dal campione sedimentato all'interno della colonna;

V_{solido} è il volume occupato dalla parte solida (rapporto fra il peso secco e il peso di volume del solido).

Sui sedimenti oggetto di sperimentazione ("Fincantieri") sono state eseguite diverse prove di sedimentazione in colonna, con lo scopo principale di indagare il comportamento del materiale in range di tensioni efficaci molto basse (non indagabile con le prove edometriche tradizionali) per determinare punti sperimentali della curva di compressibilità ($\sigma'-e$). Le prove sono state altresì utili per osservare la velocità di sedimentazione in acqua salata in funzione del rapporto solido-liquido di partenza.

Di seguito sono presentati i risultati di 7 prove eseguite in acqua di mare di cui: 5 sono state effettuate in cilindri volumetrici in vetro della capacità di 1 litro con un diametro interno $D_i = 6,05$ cm; le restanti 2 prove sono state eseguite in cilindri di plexiglass di diametro interno $D_i = 5,2$ cm, e di altezza $H = 1$ metro. Per simulare le condizioni di sedimentazione del sito, si è scelto di eseguire le prove in cilindri con condizione di drenaggio

impedita sulla base inferiore. I cilindri sono stati dotati di una scala millimetrica per effettuare le letture nel tempo. La durata media delle prove è stata di circa 6 mesi. I dati relativi alle prove eseguite sono riportati in Tabella 14.

La procedura seguita per la preparazione della prova è stata differente da quella che normalmente si utilizza per l'esecuzione, ad esempio, dell'idrometria (ASTM D7928 - 17 2016), nella quale la preparazione della miscela prevede una agitazione della stessa all'interno del cilindro di sedimentazione subito prima dell'inizio della prova. Si ritiene infatti che tale procedura sia adatta a riprodurre i fenomeni successivi al conferimento in vasca dei sedimenti mediante tecnologie idrauliche. Per meglio simulare il processo di conferimento che prevede, invece, l'utilizzo di una gru dotata di benna bivalve la quale preleva i sedimenti dal pozzo di carico del pontone e li rilascia in vasca in condizioni di immersione, si è ricorso alla procedura di seguito descritta..

La procedura seguita ha visto l'inserimento del materiale dall'alto per mezzo di una spatola nel cilindro di sedimentazione già riempito di acqua; per simulare il rilascio del sedimento mediante la benna completamente immersa in acqua, e anche per evitare che il materiale potesse disporsi sulle pareti del cilindro di vetro al di sopra il livello dell'acqua, si è effettuato il rilascio del materiale mediante l'utilizzo di un cilindro cavo, di dimensioni minori della colonna, già parzialmente immerso in acqua.

In generale, durante la sedimentazione, sono distinguibili due superfici di separazione nella sospensione che delimitano i sedimenti in sospensione da quelli già depositati, nella zona inferiore, e dalla colonna d'acqua sovrastante, nella zona superiore.

Nelle prove eseguite non è stato possibile rilevare con sufficiente precisione la superficie di separazione inferiore. Per tale ragione, le misure effettuate descrivono l'abbassamento della superficie di separazione fra i sedimenti in sospensione e la colonna d'acqua più chiara posta superiormente. Le misure sono state eseguite ad intervalli di tempo crescenti.

Le prove sul sedimento sono state prolungate fino all'esaurirsi del fenomeno di consolidazione sotto il peso proprio. Al termine della prova, considerando l'altezza finale raggiunta, si è calcolata la tensione efficace verticale media agente sul campione. Contestualmente si è calcolato l'indice dei vuoti medio del campione. Le coppie di valori dell'indice dei vuoti e della tensione efficace verticale media saranno utilizzati per ricavare la curva di compressibilità del sedimento a bassi livelli tensionali.

Nella Tabella 14 si può osservare che il valore dell'indice dei vuoti finale del campione, diversamente da quanto è possibile aspettarsi, non decresce al crescere dell'altezza del campione al termine della prova. Ciò è spiegabile considerando che, a causa dei diversi rapporti iniziali tra il solido ed il liquido delle varie miscele, hanno avuto luogo sedimentazioni di diversa tipologia le quali hanno portato alla formazione di strutture intrinseche differenti del materiale.

In Figura 103 è mostrato il grafico con le curve di sedimentazione delle prove eseguite in acqua di mare. Nella legenda le curve sono indicate con riferimento al peso secco di sedimento e al rapporto di diluizione (Rd) per ciascuna prova.

Secondo quanto riportato negli studi di G. Imai (§5.1), sono individuati due fattori che maggiormente influenzano il fenomeno di sedimentazione: il rapporto di diluizione e la concentrazione salina dell'acqua.

Per osservare come in base al rapporto di diluizione si modifichino le interazioni fra le particelle, le prove effettuate differiscono per quantitativo di solido miscelato all'interno delle colonne di sedimentazione mantenendo pressoché costante, nelle prove effettuate nei cilindri in vetro, l'altezza del battente d'acqua. Pertanto, il rapporto di diluizione (rapporto tra il volume del liquido e quello del solido) della miscela risulta variabile nelle diverse prove. Imai ha, infatti, osservato che esso influenza il grado di interazione delle particelle e dei flocculi durante il processo convettivo (Imai 1980). Questa interazione modifica il moto delle particelle anche dal punto di vista qualitativo, come è possibile osservare nel grafico di letteratura, riportato in Figura 104. In particolare, sono stati individuati 4 diverse tipologie di sedimentazione riconoscibili in base alla velocità con il quale il moto delle particelle avviene (§5.1).

Se si confrontano i risultati delle prove eseguite in acqua di mare sui sedimenti oggetto di studio (Figura 105), riportando il loro andamento nel tempo rispetto al grado di sedimentazione G , definito come il rapporto fra l'abbassamento della soluzione al tempo t rispetto all'abbassamento totale al tempo t_{∞} ($G = \frac{\Delta H_t}{\Delta H_{t_{\infty}}}$, ad $G=0$ corrisponde l'altezza iniziale della miscela acqua-sedimento, ad $G=1$ corrisponde l'altezza a fine prova), si possono osservare diversi andamenti del processo in funzione del rapporto iniziale tra il volume della fase liquida ed il volume della fase solida (rapporto di diluizione, Rd).

In particolare, la prova con rapporto di diluizione iniziale $Rd \approx 700\%$ registra un andamento che nella letteratura è definito come sedimentazione di "tipo IV" (*Consolidation Settling*) nel quale la sospensione è soggetta a consolidazione per peso proprio; mentre, per $Rd \approx 3000\%$ si osserva una curva che descrive un comportamento di "tipo II" (*Flocculated Free Settling*) nel quale dopo la formazione dei flocculi si ha una fase di sedimentazione indisturbata. Per valori intermedi di Rd (1000÷1700%) si osserva un processo di sedimentazione del "tipo III", denominato *Zone Settling*, una condizione di *Hindered Sedimentation* nella quale la velocità di sedimentazione dei flocculi è rallentata a causa delle interazioni fra i flocculi stessi durante la fase di discesa.

La concentrazione elettrolitica dell'acqua ha anche essa influenza sullo sviluppo del processo di sedimentazione, in quanto determina il grado di flocculazione delle particelle e quindi la loro capacità di formare agglomerati. Per osservare tale fenomeno, le prove sono state eseguite sia in acqua di mare, prelevata nel sito di conferimento (salinità $S=39\%$), sia in acqua distillata.

Nel grafico in Figura 106 sono riportati i dati relativi a due prove effettuate con lo stesso quantitativo di solido (150 g) sedimentato in acqua distillata e in acqua di mare con rapporti di diluizione molto simili ($Rd \approx 1700\%$). Sulle ordinate è riportato il grado di sedimentazione, G.

Il fenomeno della flocculazione influenza le prime fasi del processo: nel grafico si può, infatti, osservare come in acqua salata, nella quale avviene la flocculazione, vi sia un aumento della velocità di sedimentazione nelle fasi iniziali della prova. Tuttavia, dopo i primi 60 minuti, quando la velocità di sedimentazione decresce a causa delle reciproche interazioni fra le particelle, si può osservare come i tracciati delle due prove si sovrappongono.

È necessario comunque tener presente che il risultato della prova può essere stato condizionato dalla difficoltà di individuare la superficie di separazione fra sospensione e acqua limpida, nel caso della prova con acqua distillata (Figura 107).

I dati raccolti sono riportati integralmente in Appendice A.

Tabella 14: Dati riassuntivi delle prove di sedimentazione eseguite in acqua salata.

	1	2	3	4	5	6	7
peso secco	100,00 g	150,00 g	200,00 g	250,00 g	300,00 g	460,00 g	561,40 g
peso umido	193,30 g	289,95 g	386,60 g	483,25 g	579,90 g	889,18 g	1085,19 g
Vol. acqua	1000 mL	800 mL	800 mL	700 mL	500 mL	1400 mL	1200 mL
γ_s	2,735 g/mL	2,735 g/mL	2,735 g/mL	2,735 g/mL	2,735 g/mL	2,735 g/mL	2,735 g/mL
γ_w	1,025 g/mL	1,025 g/mL	1,025 g/mL	1,025 g/mL	1,025 g/mL	1,025 g/mL	1,025 g/mL
Rd (Rapporto di diluizione)	2984%	1708%	1343%	1015%	705%	1081%	834%
Rint	3,025 cm	3,025 cm	3,025 cm	3,025 cm	3,025 cm	2,6 cm	2,6 cm
h_{10gg}	5,85 cm	9,10 cm	11,80 cm	17,40 cm	21,00 cm	40,80 cm	52,00 cm
h_{170gg}	5,30 cm	8,25 cm	10,80 cm	13,30 cm	15,40 cm	/	39,70 cm
γ_{170gg}	1,435 g/mL	1,420 g/mL	1,428 g/mL	1,434 g/mL	1,449 g/mL	/	1,441 g/mL
$\sigma'_{v,media}$	0,11 kPa	0,16 kPa	0,22 kPa	0,27 kPa	0,33 kPa	/	0,83 kPa
$e_{medio,finale}$	3,17	3,33	3,25	3,18	3,04	/	3,11

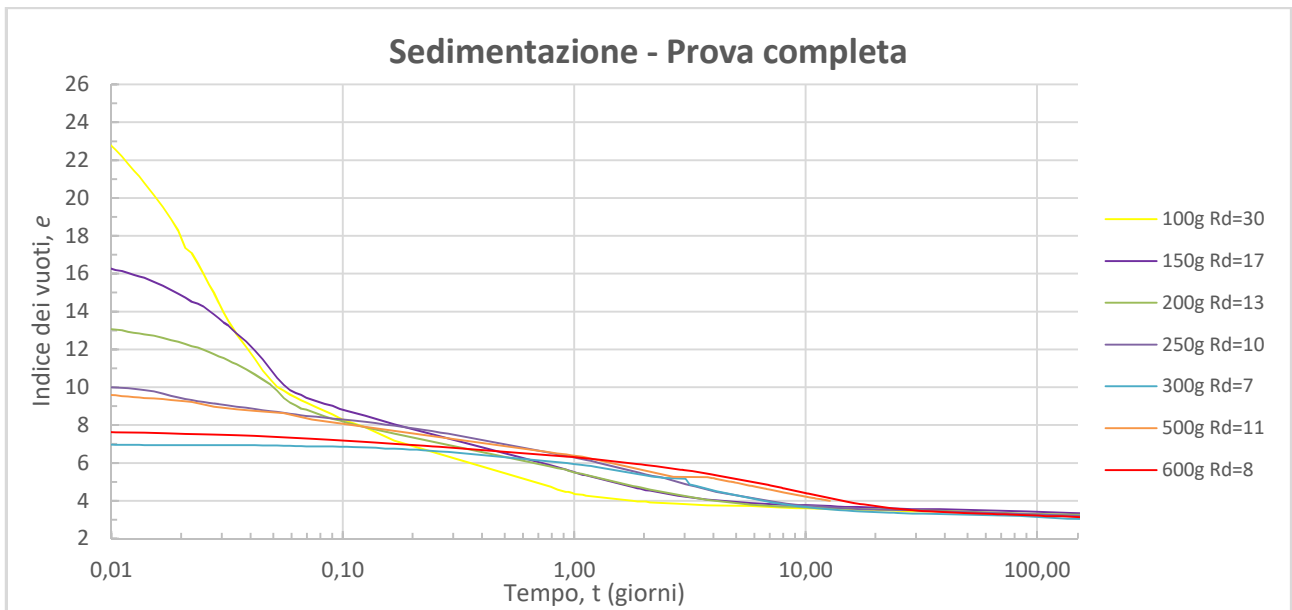


Figura 103: Dati delle 7 prove riassunte in Tabella 14 relativi a tutto il periodo di sedimentazione e consolidazione sotto il proprio peso.

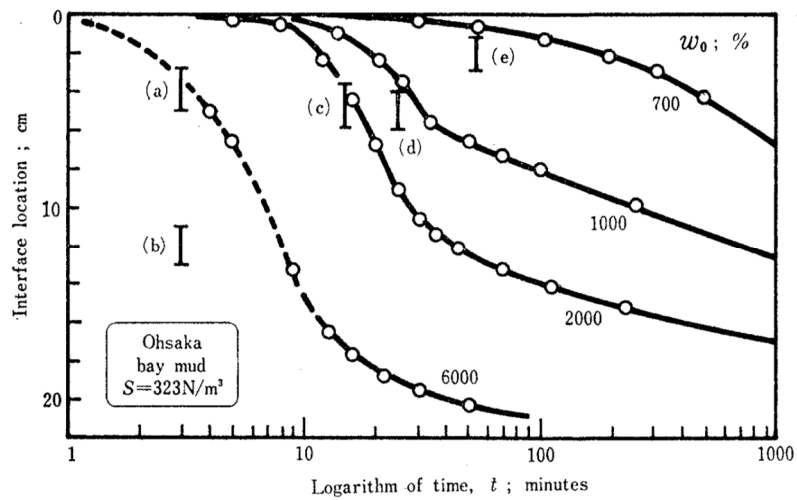


Figura 104: Dati relativi alla sperimentazione condotta da Imai (1980) in cui si può osservare la variazione qualitativa della velocità di sedimentazione nelle prime fasi, in funzione del grado di diluizione iniziale.

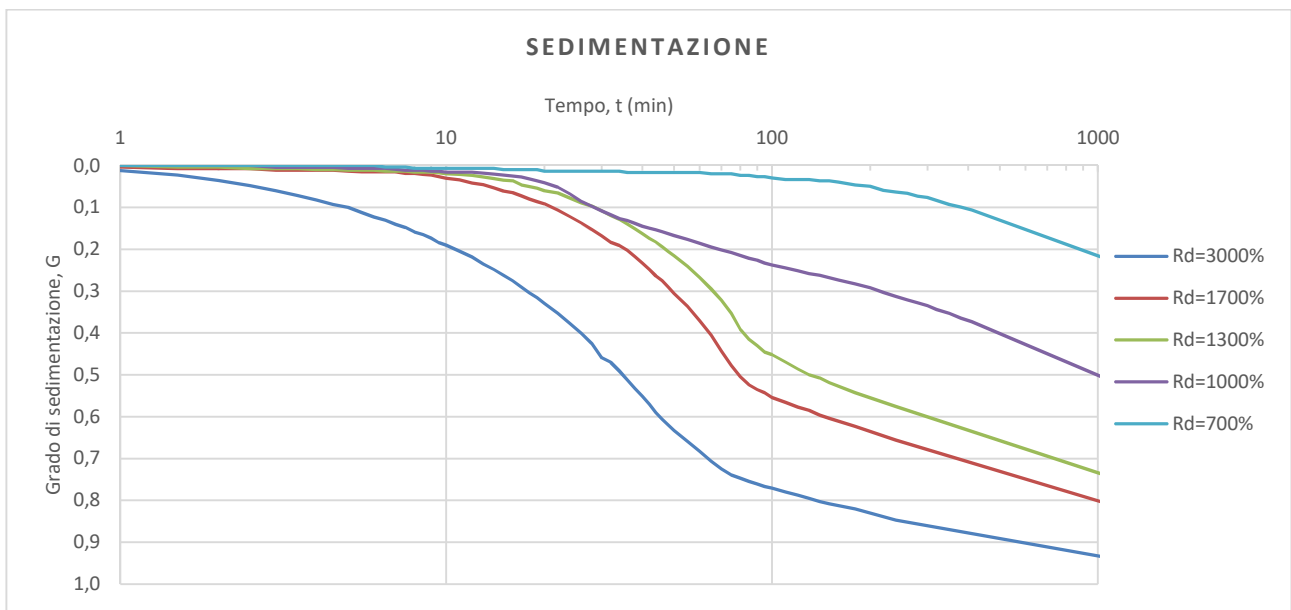


Figura 105: Prove eseguite in acqua salata all'interno dei cilindri in vetro; andamento della superficie di separazione fra la sospensione e l'acqua chiara al di sopra di essa nel tempo; si può osservare come il rapporto di diluizione iniziale influenzi in maniera significativa la variazione del processo di sedimentazione.

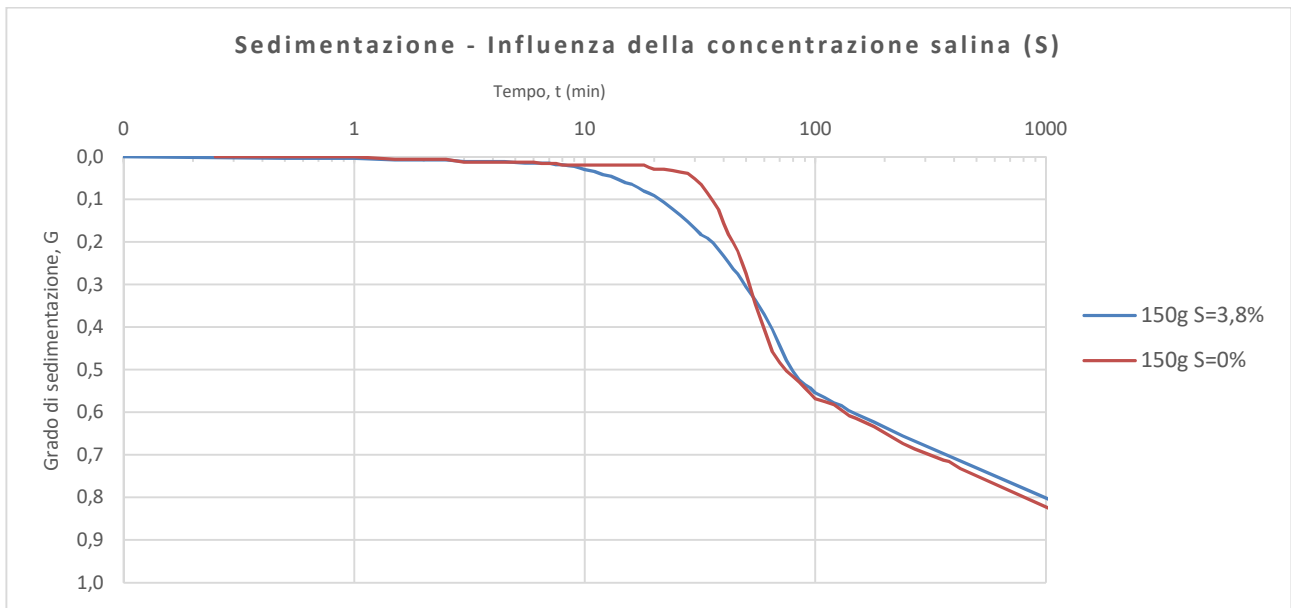


Figura 106: Dati relativi alle prime 5 ore di sedimentazione di due prove, una delle quali svolta in acqua di mare e l'altra svolta in acqua distillata.



Figura 107: Fasi iniziali di due prove di sedimentazione: a sinistra in acqua distillata; a destra in acqua di mare.

5.4.2 Prove di consolidazione edometrica

La prova di consolidazione edometrica, come è ben noto, riproduce in laboratorio le condizioni di consolidazione monodimensionale. Il campione di materiale è confinato lateralmente da un anello rigido per garantire la verticalità delle deformazioni e del flusso d'acqua ed è sottoposto ad una sequenza di carichi

verticali. Il provino è posto a contatto, sia superiormente che inferiormente, con pietre porose che consentono il drenaggio del fluido interstiziale. Sulla testa di carico è installato un comparatore che permette la lettura dei cedimenti del campione testato in seguito all'applicazione dei carichi (Figura 108).

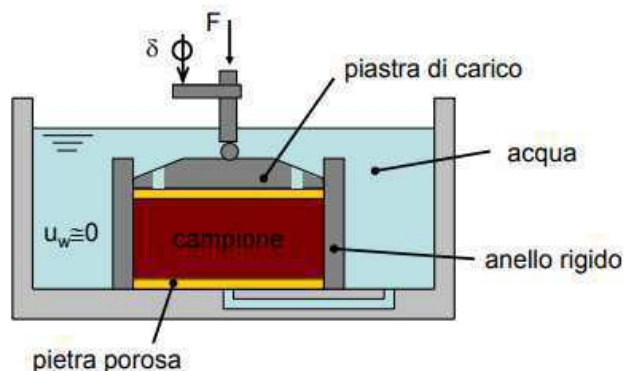


Figura 108: Schematizzazione campione sotto consolidazione edometrica.

La prova può essere eseguita principalmente in due modi: ad intervalli di carico costanti o a velocità di deformazione costante. Per il presente studio si sono eseguite prove edometriche a intervalli di carico costanti. In questa tipologia di prova, gli incrementi di carico sono mantenuti per un periodo di tempo di almeno 24 ore e sono applicati, solitamente, secondo una progressione geometrica. Per ogni step di carico sono registrati, ad intervalli prestabiliti, gli spostamenti verticali della testa del provino. Essendo nota la geometria del campione, le variazioni nel tempo dell'altezza del provino sono associabili alle deformazioni verticali e, viste le condizioni di deformazione monodimensionali, direttamente correlabili alla variazione del volume. Al termine della progressione di carico il provino può essere scaricato per valutare il recupero della deformazione reversibile dovuto alla componente elastica del cedimento associata alla deformazione delle particelle solide. I dati raccolti durante la prova sono rappresentati mediante un grafico *cedimento-tempo* per ogni incremento di carico e mediante una curva di compressibilità edometrica che associa le tensioni efficaci applicate alle deformazioni sviluppatesi. Le procedure di preparazione del campione, di esecuzione della prova e di interpretazione dei risultati, per questa tipologia di prova, sono standardizzate nel documento ASTM D-2435 (1996).

La prova riproduce le condizioni al contorno alla base della teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi e per tale ragione, i risultati da essa ottenuti, ben si prestano ad essere interpretati sulla base di tale teoria, descritta al § 5.2.1. Tuttavia, quando tale teoria è applicata a problemi reali di consolidazione, se vengono disattese le ipotesi alla base della teoria, si potrebbero commettere errori di valutazione.

Nel caso in esame, in cui si studia il comportamento dei sedimenti marini conferiti in ambienti conterminati e successivamente sottoposti a interventi di precarica per produrre il loro addensamento, alcune delle ipotesi alla base della teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi sono verificate, mentre altre vengono disattese.

In particolare, le condizioni dello schema di carico e di vincolo, che considerano gli strati orizzontali e il carico uniforme e infinitamente esteso, ben rappresentano le condizioni di sito. Alcune evidenze che caratterizzano il fenomeno che realmente si sviluppa, invece, non sono ben rappresentate dalle ipotesi della teoria. Nello specifico:

- il legame tensioni deformazioni è marcatamente non lineare;
- la permeabilità del terreno varia nel tempo, durante il processo di consolidazione, perché diminuisce l'indice dei vuoti.

Infatti, è noto che il coefficiente di conducibilità idraulica k e il modulo di compressibilità m_v variano con l'indice dei vuoti. Se per piccoli spostamenti è possibile trascurare la variazione di tali parametri nell'ambito di ogni gradino di carico, lo stesso non è possibile fare quando si verificano grandi deformazioni.

Inoltre, per quanto riguarda le deformazioni dovute a fenomeni viscosi, la teoria di Terzaghi ipotizza che esse abbiano inizio solo quando la consolidazione edometrica è esaurita. Nel caso di sedimenti marini l'accettabilità di tale ipotesi deve essere verificata caso per caso.

Nonostante le incongruenze evidenziate, il ricorso a tali prove per la caratterizzazione dei sedimenti marini ai fini di progettare l'intervento di consolidamento è avvalorato dalla letteratura; nel caso in esame, risulta particolarmente utile in quanto vi è la necessità di caratterizzare una grande quantità di materiali diversi in tempi ragionevoli. Infatti, la prova edometrica, oltre a essere di largo utilizzo, è di facile esecuzione e permette di avere risultati in tempi relativamente brevi.

Per mettere a punto le procedure di preparazione del provino, i livelli tensionali da indagare e le peculiarità nell'interpretazioni dei risultati, sono state eseguite 9 prove edometriche a incrementi di carico costanti su campioni ricostituiti con il materiale "Fincantieri".

I dati raccolti durante lo svolgimento delle prove sono riportati integralmente in Appendice B.

Di seguito si presentano le diverse modalità seguite nella preparazione del campione, i dati generali delle prove eseguite, le elaborazioni dei dati effettuate e un riassunto dei risultati ottenuti.

Preparazione del campione

Nelle prime prove eseguite, per riprodurre le condizioni di sito, la preparazione del campione è avvenuta mediante sedimentazione dello stesso, direttamente all'interno della fustella utilizzate per la prova. Tale

procedura si ritrova in letteratura nel lavoro di Ganesalingam et al. (2011) e Vergote & Mengé (2015). Le prove eseguite con tale tecnica di preparazione del campione non sono però andate a buon fine poiché si sono presentate delle difficoltà tecniche nell'applicazione del primo step di carico (6,25 kPa). In particolare, si è verificata la fuoriuscita di parte del provino dalla fustella durante le prime fasi di carico. Questo fenomeno è legato principalmente alla consistenza non adeguata dei provini per il mantenimento del sovraccarico applicato. Infatti, a causa dei tempi molto lunghi necessari per la completa sedimentazione e consolidazione sotto il proprio peso, lo stato di addensamento raggiunto presentava indici dei vuoti molto elevati ($e=4\div 4,5$).

Questa evidenza sperimentale risulta confermata alla luce dei risultati delle prove di sedimentazione, presentati nel precedente paragrafo (§ 5.4.1). Difatti, da tali risultati si è potuto osservare che il sedimento dopo aver completato la consolidazione sotto il proprio peso (circa 150 giorni), presenta uno stato di addensamento caratterizzato da un indice dei vuoti variabile in un intervallo $e=3\div 3,5$ e con tensioni efficaci medie inferiori a $\sigma'=1\text{kPa}$.

Il tempo necessario al raggiungimento di tale stato di addensamento, nel caso in esame, non è sicuramente compatibile con le normali procedure di laboratorio e pertanto, si è deciso preparare dei provini ricostituiti con uno stato di addensamento maggiore. In particolare i provini sono stati inseriti nella cella edometrica in condizioni iniziali di addensamento simili a quelle "naturali" dei campioni prelevati che risultano caratterizzati da un indice dei vuoti $e\approx 2,5$. Questo ha permesso l'esecuzione della prova (questa procedura di preparazione è indicata come metodo di preparazione A in Tabella 15).

Il peso umido iniziale del provino è stato misurato prima dell'inizio della prova. L'altezza iniziale corrisponde all'altezza della fustella in cui il provino è stato confezionato. Per tali prove sono stati utilizzati fustelle cilindriche di diametro $D=49\text{ mm}$ e altezza $h=19\text{ mm}$ o $h=20\text{ mm}$. L'altezza iniziale per ogni prova è stata specificata in base alla tipologia di fustella utilizzata. Alla fine della prova i provini sono stati pesati nuovamente ed è stata misurata l'altezza finale per un ulteriore controllo sulle misurazioni registrate durante la prova. Successivamente sono stati posti in forno a 105°C per 24 ore, per determinare il contenuto d'acqua finale e il peso secco.

In alcune delle prove eseguite si è stata riscontrata una deformazione nel primo step di carico molto elevata. Nell'ottica di voler interpretare i dati della prova con la teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi, si è deciso di non tenere in considerazione nell'elaborazione gli step di carico iniziali che presentano deformazioni $\varepsilon > 0,1$. Per ovviare a tale problema, si è deciso di adottare una diversa preparazione dei provini.

Durante la preparazione dei campioni, si è osservato che l'applicazione del carico dovuto alla pietra porosa superiore ed alla testa di carico dello strumento provocava un importante cedimento già prima dell'esecuzione della prova stessa. Per evitare che avesse luogo una deformazione così elevata nei primi intervalli di carico, si è quindi deciso di mantenere il "sovraccarico" dovuto alla pietra porosa e alla testa di

carico per un tempo di 24 ore, mantenendo i provini in condizioni di saturazione (ponendoli nel contenitore esterno alla fustella riempito di acqua salata). Il carico dovuto alla pietra porosa e alla testa, al netto delle forze di galleggiamento agenti, è stato stimato in circa 1,15 kPa. Il cedimento è stato misurato per mezzo di un comparatore millesimale, come mostrato in Figura 109.

Questo accorgimento ha permesso di ottenere deformazioni inferiori al 10% già nel primo step di carico eseguito (6,25 kPa) di tutte le prove il cui il provino è stato preparato con questa procedura (questa procedura è indicata come metodo di preparazione B in Tabella 15).

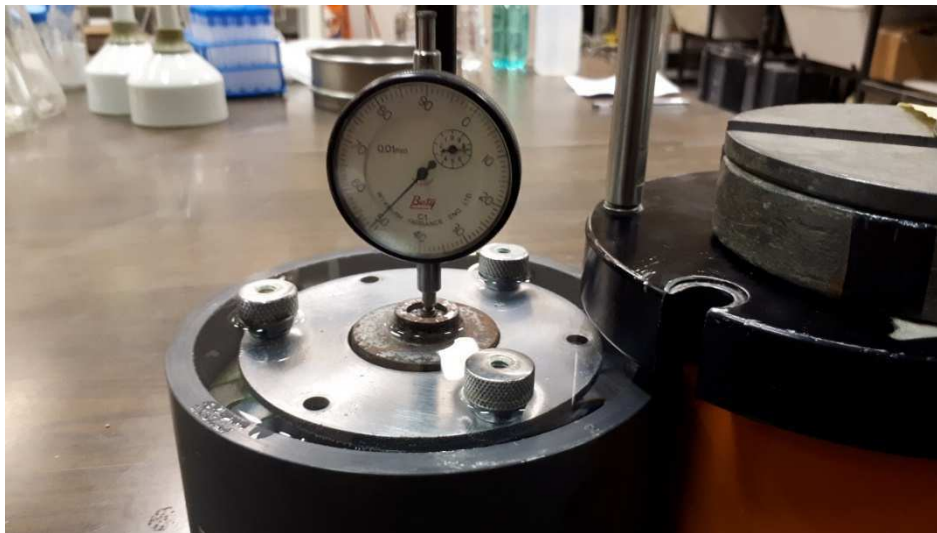


Figura 109: Procedura B di preparazione dei provini: fase preliminare alla prova di consolidazione edometrica, in cui il campione viene fatto assestare sotto il peso della pietra porosa superiore e della testa in acciaio, utilizzata per l'applicazione del carico durante la prova edometrica.

Interpretazione delle prove

Nelle Tabella 15 sono riassunte le principali caratteristiche delle prove edometriche eseguite. I dati raccolti durante le prove sono stati elaborati secondo la norma ASTM D-2435 sulla base della teoria della consolidazione edometrica monodimensionale di Terzaghi.

Gli step di carico eseguiti che hanno mostrato un cedimento dovuto alla consolidazione maggiore del 10% della lunghezza del campione, non sono stati tenuti in considerazione per le elaborazioni dei dati e non sono quindi riportati. Laddove questo limite è stato superato, si è considerata come condizione iniziale della prova, la geometria che il provino ha raggiunto nello step di carico non considerato.

Gli step di carico, come indicato nella norma di riferimento sono stati mantenuti per un tempo di 24 ore. Per alcuni step di carico di alcune delle prove eseguite, le misure sono continuate per un periodo di tempo maggiore (72-96 ore) allo scopo di registrare i cedimenti dovuti a fenomeni viscosi (compressione secondaria). Inoltre, nelle prove 7, 8 e 9 una volta raggiunto il massimo sovraccarico previsto, è stato eseguito lo scarico del campione allo scopo di osservare il recupero dell'aliquota del cedimento dovuto a fenomeni elastici, associati alla deformazione delle particelle solide.

Tabella 15: Presentazione delle prove eseguite ed elaborate: tabella riassuntiva delle principali peculiarità.

NOME PROVA	METODO DI PREPARAZIONE	RANGE		SCARICO	CREEP
		MIN	MAX		
1 (A 12-200 A)	A	12,5	200	/	/
2 (A 12-200 A)	A	12,5	200	/	/
3(A 25-3200 C)	A	25	3200	/	C (400)
4 (A 12-3200 C)	A	12,5	3200	/	C (200-1600)
5(A 12-3200 C)	A	12,5	3200	/	C (50-800)
6(B 6-3200 C)	B	6	3200	/	C (50-800)
7(B 200-3200 SC)	B	200	3200	S	C (200-1600-3200)
8(B 6-3200 SC)	B	6	400	S	C (25)
9(B 6-3200 SC)	B	6	150	S	C (6)

I dati raccolti durante la prova costituiscono la base per la costruzione di curve *cedimento-tempo* per ogni incremento di carico, e di una curva che rappresenta il valore l'andamento della compressibilità edometrica, che descrive il legame *tensione-deformazione*, per ogni prova eseguita.

Per ogni gradino di carico, si sono determinati i valori del coefficiente di consolidazione monodimensionale c_v ed il coefficiente di conducibilità idraulica k , associati ad ogni intervallo di carico applicato.

Per questa tipologia di prova la determinazione del valore di c_v può essere eseguita a partire dai diagrammi *cedimenti-tempo* facendo riferimento a due diverse procedure: il metodo di Casagrande e il metodo di Taylor descritti nella norma di riferimento. Per il presenta lavoro è stata utilizzato il metodo di Casagrande che si articola nei seguenti punti:

1. determinazione dello zero corretto:
 - si sceglie un tempo t_1 inferiore a quello relativo alla metà della consolidazione totale;
 - si riportano sul diagramma le ascisse t_1 e $t_1/4$;
 - le relative ordinate si troveranno ad una differenza a ;

- si può considerare come punto corrispondente all'inizio della consolidazione, quello che si trova a una distanza $2 \cdot a$ dal punto t_1 . L'altezza del provino al tempo t_0 rappresenta la geometria iniziale a cui corrisponde un grado di consolidazione medio del provino pari a $U_m=0\%$;
2. determinazione del cedimento primario:
 - Dal punto di flesso (massima pendenza) della curva di consolidazione edometrica si traccia la tangente.
 - Si traccia la retta che interpola i punti che descrivono il ramo finale della curva *cedimento-tempo*.
 - Il punto di intersezione fra queste due tangenti rappresenta il punto relativo ad un grado di consolidazione $U=100\%$ a cui corrisponde il t_{100} di fine consolidazione.
 3. calcolare il C_v : noti gli estremi $U=0\%$ e $U=100\%$, si determina il tempo relativo ad un grado di consolidazione generico $U=50\%$ è possibile calcolare il C_v secondo la relazione di Casagrande:

$$C_v = \frac{0,197H_{50}^2}{t_{50}}$$

Di seguito si riporta un esempio di curva *cedimenti-tempo*, realizzate per una singola prova edometrica, su cui è stata applicata la procedura di Casagrande (Figura 110).

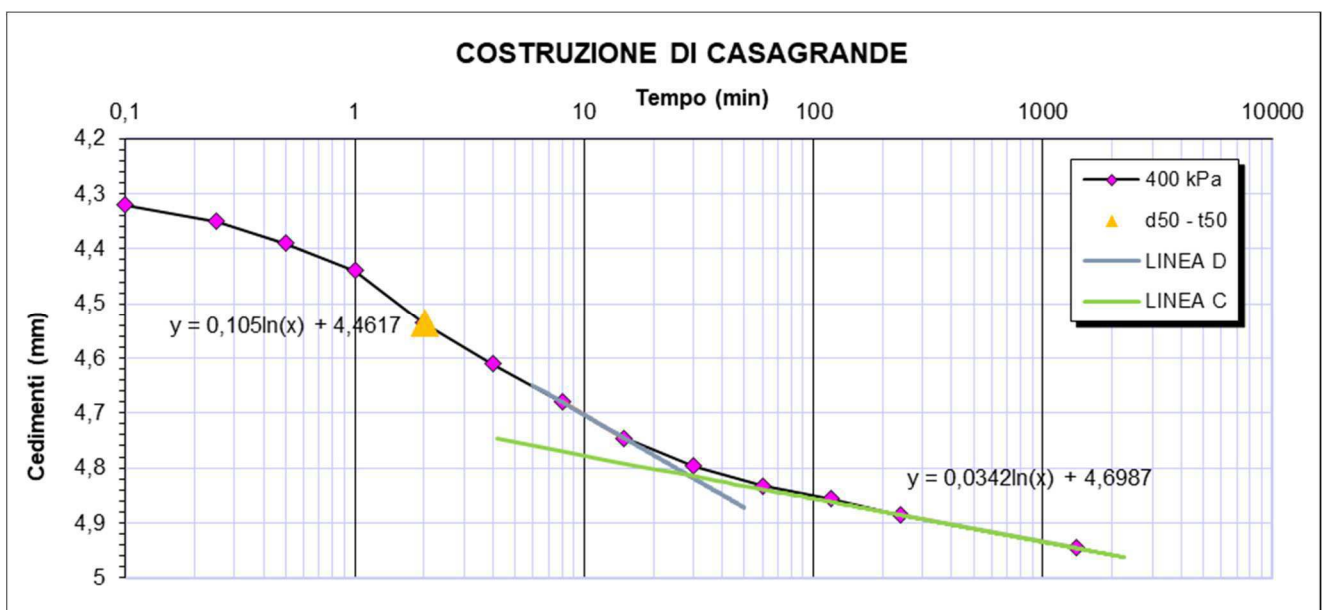


Figura 110: Esempio di costruzione di Casagrande per la determinazione del C_v .

Dopo aver determinato il cedimento dovuto alla consolidazione primaria, sono stati determinati per ogni step di carico il valore del modulo di compressibilità edometrica m_v (o del modulo di resistenza E_{ed}) definito come:

$$m_v = \frac{1}{E_{ed}} = \frac{d\varepsilon_z}{d\sigma'_z}$$

Sulla base della determinazione di m_v e di c_v , è possibile ricavare in maniera indiretta il valore del coefficiente di conducibilità idraulica k medio del provino relativo allo stato di addensamento medio, proprio dello step di carico considerato. La relazione per calcolare k è:

$$k = \frac{c_v \gamma_w}{E_{ed}}$$

Il coefficiente di conducibilità idraulica k determinato è stato considerato rappresentativo della condizione di addensamento descritta dall'indice dei vuoti del provino durante il processo, mediata sul tempo di consolidazione primaria dello step di carico considerato.

Esso è stato calcolato secondo la relazione:

$$e(t)_{medio} = \int_{t_0}^{t_{100}} e dt;$$

La rappresentazione degli stati finali di addensamento della consolidazione primaria in relazione alle tensioni efficaci raggiunte dal provino (σ' - e) permettono la determinazione degli indici C_c , C_r e C_s rispettivamente indice di compressione vergine, di ricomprensione e di scarico caratteristici delle varie fasi di compressione del terreno studiato. Nel caso dei sedimenti marini, facendo le prove su provini ricostituiti, non si presenta mai il ramo di ricomprensione, proprio dei materiali sovraconsolidati. La definizione degli indici può essere definita in modo generico dalla relazione:

$$C_{c,r,s} = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v}$$

È stato infine determinato il parametro relativo all'indice di consolidazione secondario secondo la relazione:

$$C_{\varepsilon,\alpha} = -\frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

Risultati delle prove di compressione edometriche eseguite

Si riportano di seguito i risultati di 9 prove di compressione edometrica a carico costante eseguite nel corso della sperimentazione in laboratorio.

Nelle 9 prove eseguite, ai fini della caratterizzazione del materiale, sono stati considerati valutabili (cioè hanno mostrato una deformazione assiale $\varepsilon < 10\%$) 60 step di carico.

In Tabella 16 si riportano i seguenti parametri:

- l'indice dei vuoti iniziale, e_0
- la tensione verticale applicata σ_v ,
- la deformazione assiale a fine processo di consolidazione, $\Delta\varepsilon$ [%] (calcolata rispetto all'altezza del provino all'inizio del primo step di carico),
- il modulo di resistenza, E_{ed}
- l'indice dei vuoti a fine consolidazione, $e_{primario}$,
- il coefficiente di consolidazione monodimensionale, c_v ,
- il coefficiente di conducibilità idraulica, k
- l'indice dei vuoti medio durante il processo di consolidazione, $e(t)_{medio}$;
- l'indice di compressione C_c ,
- l'indice di compressione secondaria C_α .

Tabella 16: Dati riassuntivi delle prove edometriche eseguite; sono indicati il valore minimo, il massimo, la media e la deviazione standard dei parametri riportati.

	e_0	σ_v [kPa]	$\Delta\varepsilon$ [%]	E_{ed} [Mpa]	$e_{primario}$	C_v [cm ² /s]	K [m/s]	$e(t)_{medio}$	C_c	C_α	C_α/C_c
Min.	1,443	6,25	0,897	0,066	0,809	6,6E-05	4,77E-12	0,722	0,1013	0,002	0,003
Max.	2,730	3200	46,620	66,130	2,378	9,2E-04	3,38E-09	2,550	1,5669	0,018	0,028
Media	1,969	---	---	---	1,381	3,8E-04	3,58E-10	1,352	4,6E-01	0,006	0,0131
Deviazione Std.	0,433	---	---	---	0,354	1,8E-04	7,22E-10	0,416	2,3E-01	0,002	0,0049

Le tensioni applicate esse state incrementate secondo una progressione geometrica di ragione 2. La minima tensione applicata è stata di 6,25 kPa e la massima di 3200 kPa.

Gli indici dei vuoti iniziali delle prove (considerando come indice dei vuoti iniziali quello proprio del campione al t_0 del primo step di carico "valido") sono risultati compresi fra $e=1,44\div 2,73$.

Il grafico di Figura 111 sono riportati gli indici dei vuoti registrati a fine del processo di consolidazione, e_{pr} , in funzione della tensione verticale applicata, σ_v .

Il grafico di Figura 112 mostra i valori del modulo edometrico, E_{ed} , che assume valori compresi fra $E_{ed}=0,066\div 66,1$ MPa, in funzione della tensione verticale applicata, σ_v .

Il grafico di Figura 113 riporta i valori del coefficiente di consolidazione, $c_v=6,6\cdot 10^{-5}\div 9,2\cdot 10^{-4}$, in funzione dell'indice dei vuoti medio. È interessante osservare che la distribuzione dei punti presenta una ridotta dispersione per valori di indice dei vuoti $e<1,4$ mentre, per indici dei vuoti più alti, la dispersione dei valori aumenta, a testimonianza di una maggiore incertezza nella determinazione del coefficiente di conducibilità idraulica e del modulo edometrico per gli stati di minore addensamento.

L'indice di compressione assume valori compresi fra $C_c=0,10\div 1,57$; il valore medio è pari a $C_c=0,46\pm 0,23$.

I valori molto elevati misurati sono determinati da una elevata compressibilità dei sedimenti soprattutto negli step di carico iniziali delle prove. L'indice di compressione secondaria assume valori pari a $C_{\alpha}=0,002\div 0,018$, la media è pari a $C_{\alpha}=0,0057\pm 0,0024$.

Calcolando il rapporto tra il C_{α} e il C_c si ottengono i seguenti valori: $C_{\alpha}/C_c= 0,013\pm 0,005$. Per i terreni i valori di tale rapporto sono quelli indicati in Figura 115. Il materiale, come visto è classificabile come un'argilla inorganica e quindi da letteratura ci si aspetterebbe un valore indicativo di $C_{\alpha}/C_c= 0,04\pm 0,01$. In realtà per materiali altamente compressibili, come quelli oggetto di caratterizzazione, tale rapporto assume valori più bassi poiché l'indice di compressione C_c assume valori molto elevati, che normalmente non sono riscontrati nei comuni terreni.

Di seguito, si riporta il riassunto dei risultati per ciascuna prova edometrica eseguita:

- tabella riassuntiva per ogni step di carico;
- le curve cedimento-tempo ($t-\delta$);
- le curve di compressibilità ($\sigma'-e$).

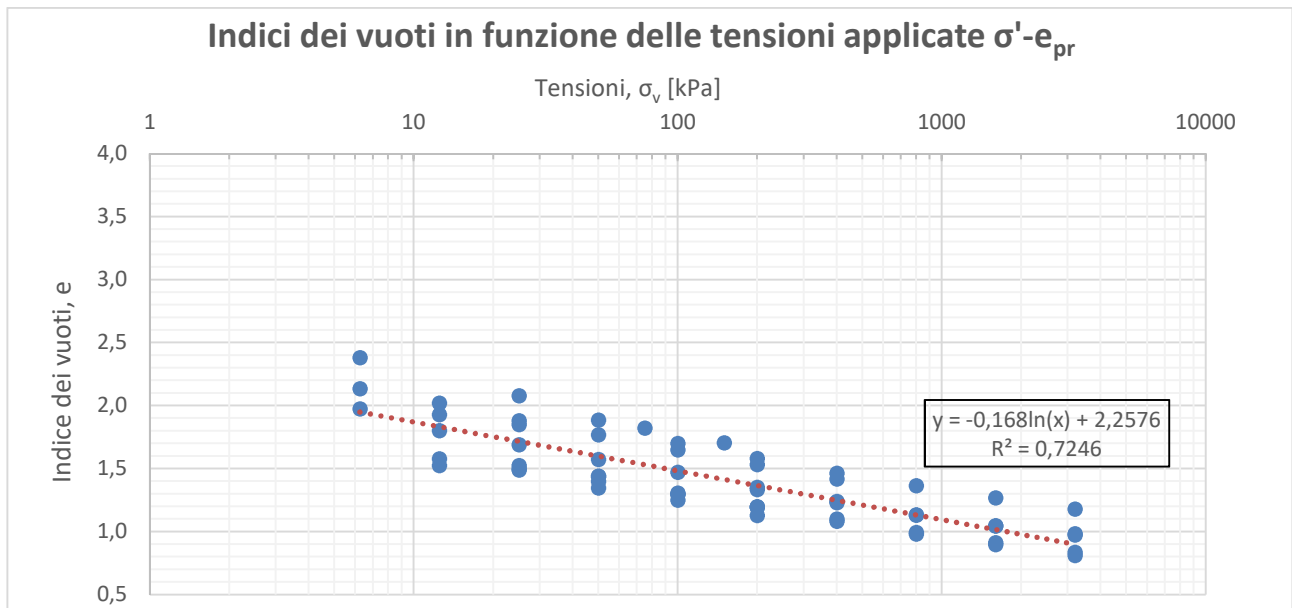


Figura 111: Grafico che riporta gli indici dei vuoti misurati al termine del processo di consolidazione in funzione della tensione efficace applicata.

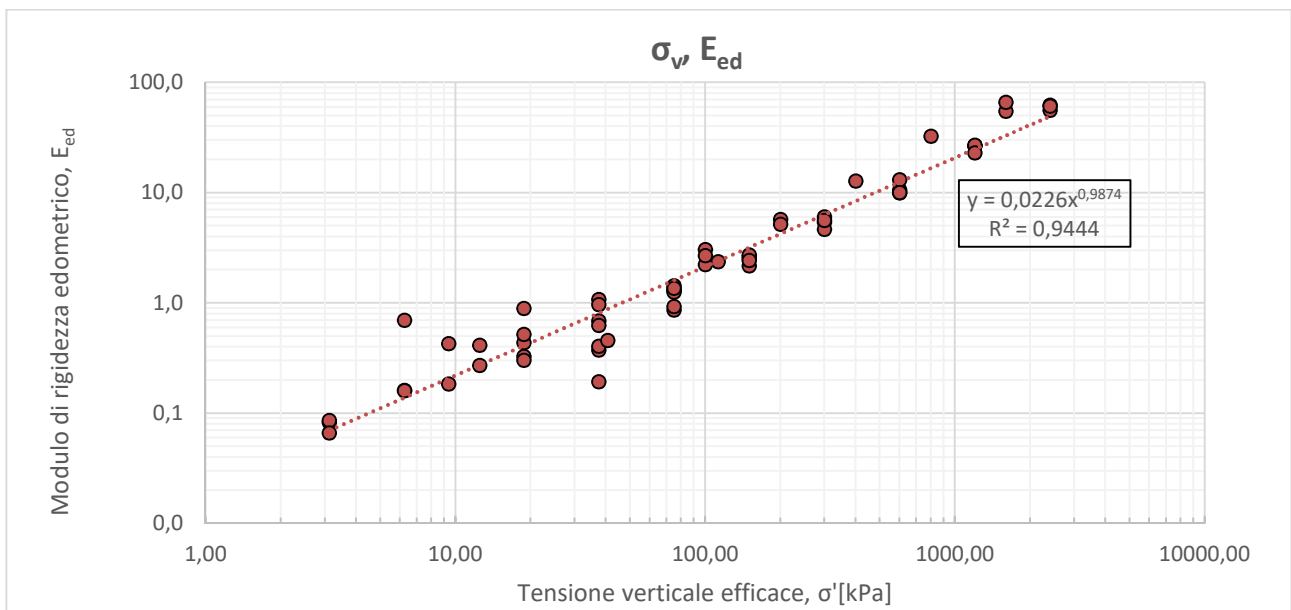


Figura 112: Grafico che mostra la distribuzione del modulo edometrico in funzione della tensione verticale applicata.

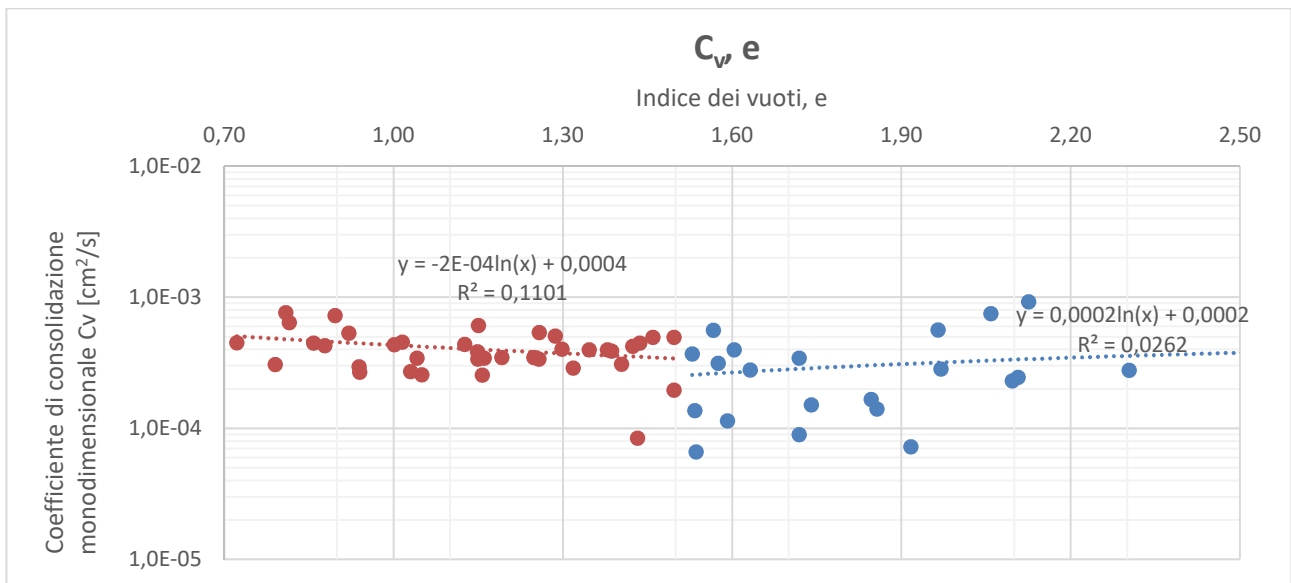


Figura 113: Grafico che riporta i coefficienti di consolidazione monodimensionali c_v in funzione dell'indice dei vuoti medio dello step di consolidazione considerato. Si può notare come all'aumentare dell'indice dei vuoti aumenti anche la dispersione dei dati.

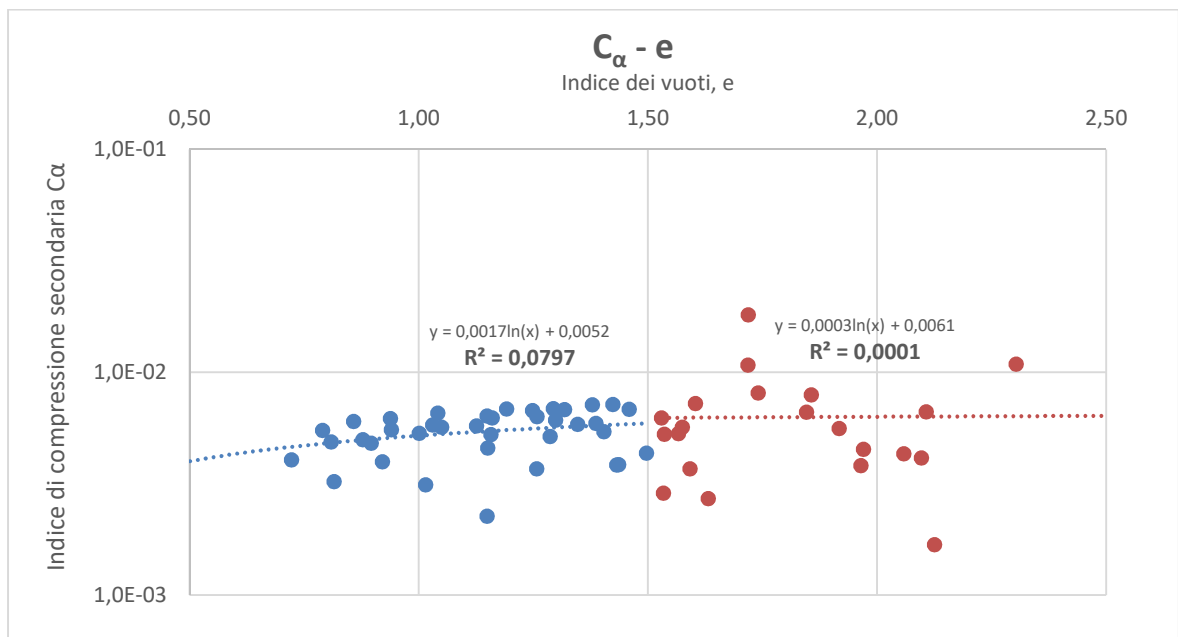


Figura 114: Grafico che riporta gli indici di compressione secondaria calcolati in funzione dell'indice dei vuoti al termine della consolidazione dello step considerato.

Tabella 7.3 - Valori indicativi del rapporto C_α/C_c

Terreno	C_α/C_c
Argille tenere organiche	$0,05 \pm 0,01$
Argille tenere inorganiche	$0,04 \pm 0,01$
Sabbie	da 0,015 a 0,03

Figura 115: Valori indicativi, del rapporto C_α/C_c (Lancellotta 2004).

Tabella 17: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 1.

<i>E-1</i> [kPa]	%def assiale	<i>E_{ed}</i> [Mpa]	<i>e_{prim.}</i>	<i>C_v</i> [cm ² /s]	<i>K - e_k</i>	<i>C_c</i>	<i>C_a</i>	
12,5	0,897	0,697	1,522	1,4E-04	2,0E-10	1,533	0,101	0,0029
25	2,293	0,896	1,487	5,0E-04	5,6E-10	1,496	0,208	0,0043
50	5,912	0,691	1,395	2,0E-04	2,9E-10	1,403	0,369	0,0054
100	9,780	1,293	1,296	3,1E-04	2,4E-10	1,298	0,439	0,0061
200	13,723	2,536	1,196	4,0E-04	1,6E-10	1,157	0,419	0,0053

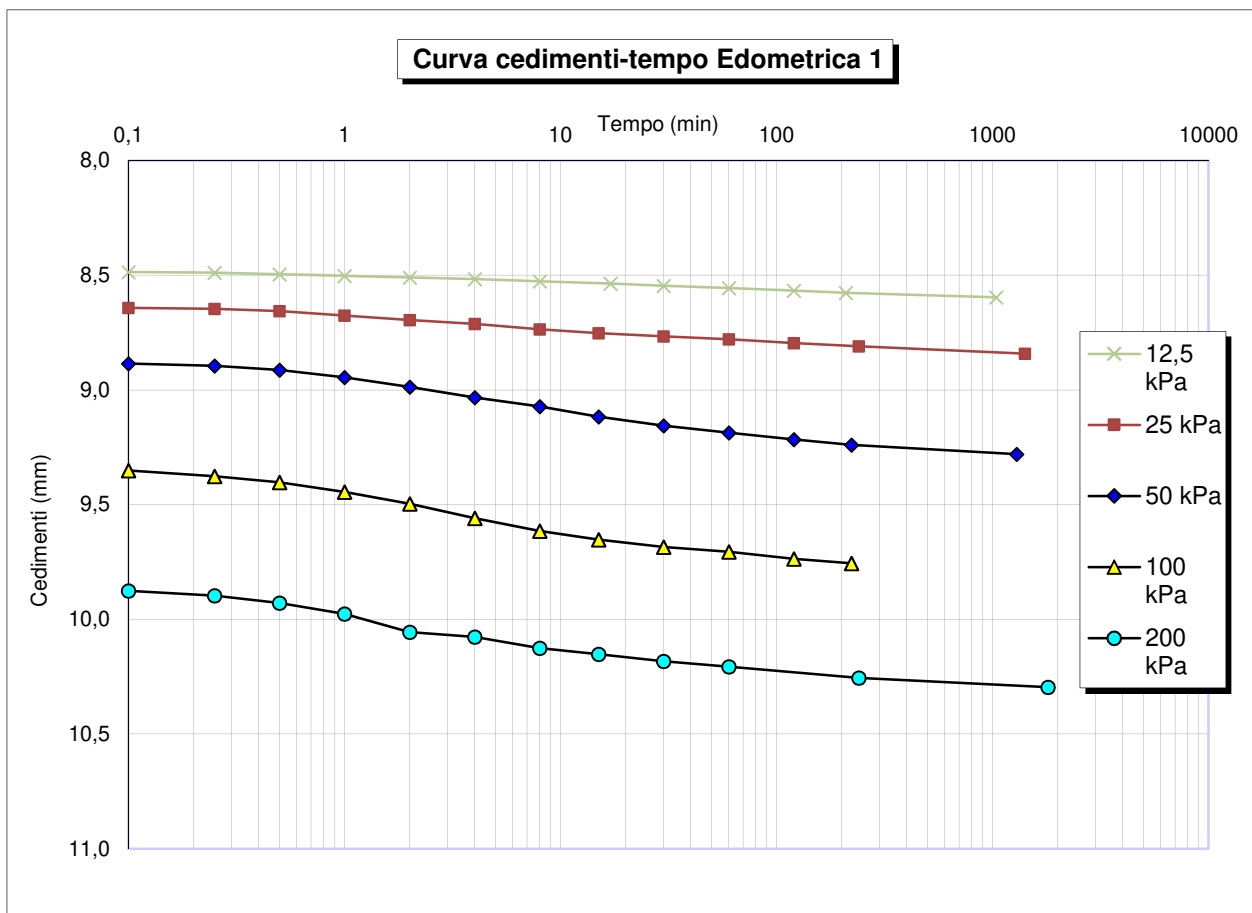


Figura 116: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 1.

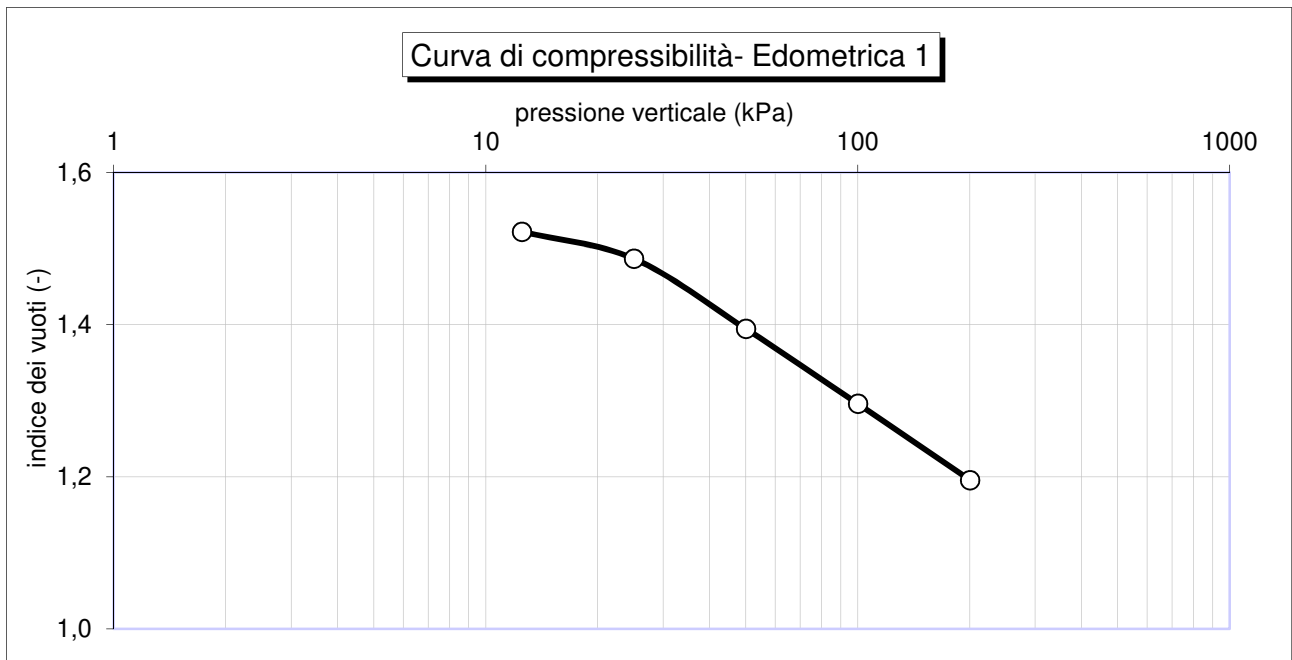


Figura 117: Grafico tensioni efficaci-indice dei vuoti Edometrica 1.

Tabella 18: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 2.

<i>E-2</i> [kPa]	%def assiale	<i>Eed</i> [Mpa]	<i>eprim.</i>	<i>C_v</i> [cm ² /s]	<i>k</i> [m/s] --- <i>e(k)</i>	<i>C_c</i>	<i>C_a</i>	
25	4,597	0,272	1,523	1,1E-04	4,2E-10	1,591	0,433	0,0037
50	11,278	0,374	1,346	2,6E-04	6,9E-10	1,432	0,675	0,0038
100	15,007	1,341	1,247	8,4E-05	6,3E-11	1,257	0,377	0,0037
200	19,603	2,176	1,126	3,4E-04	1,6E-10	1,148	0,474	0,0023

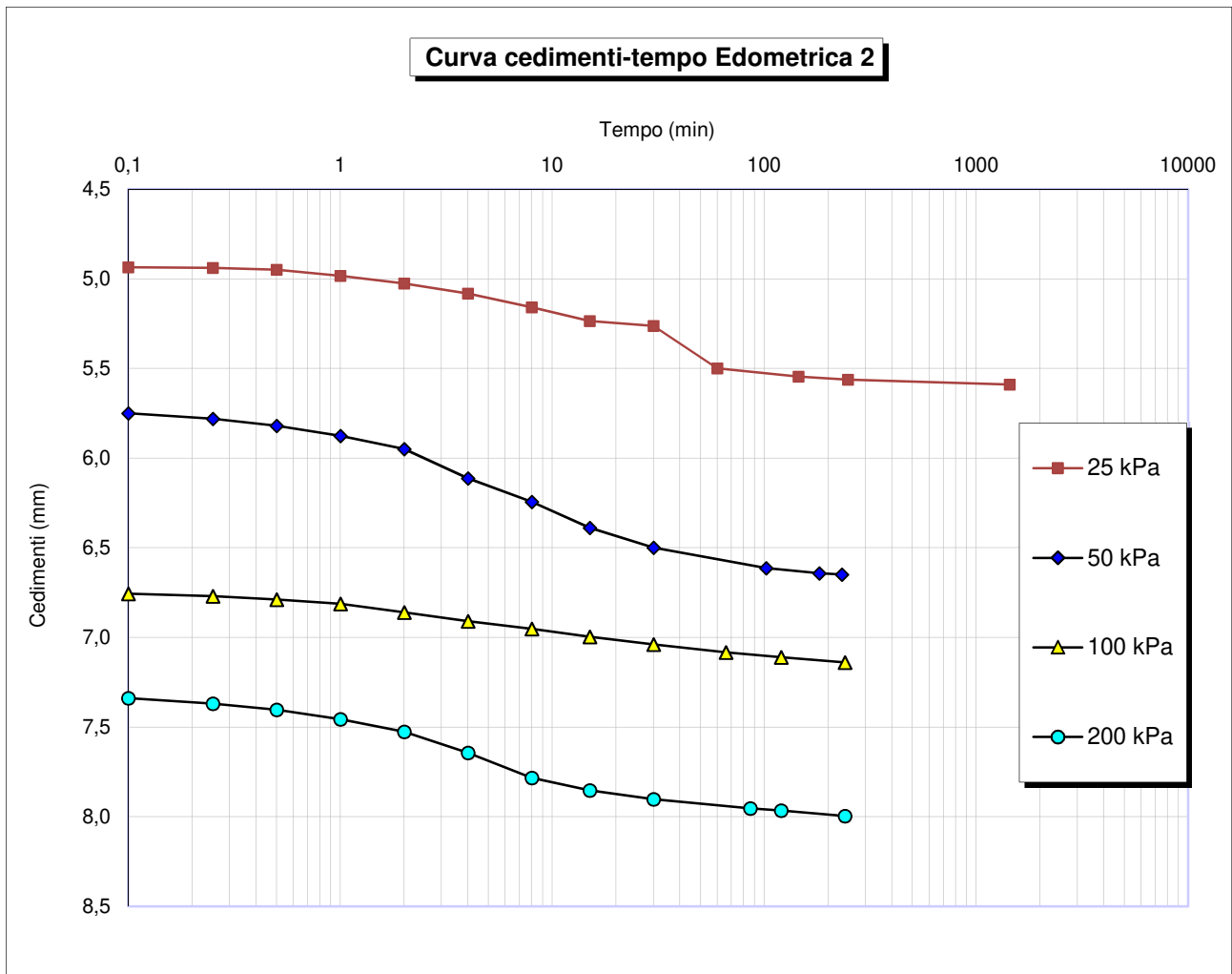


Figura 118: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 2.

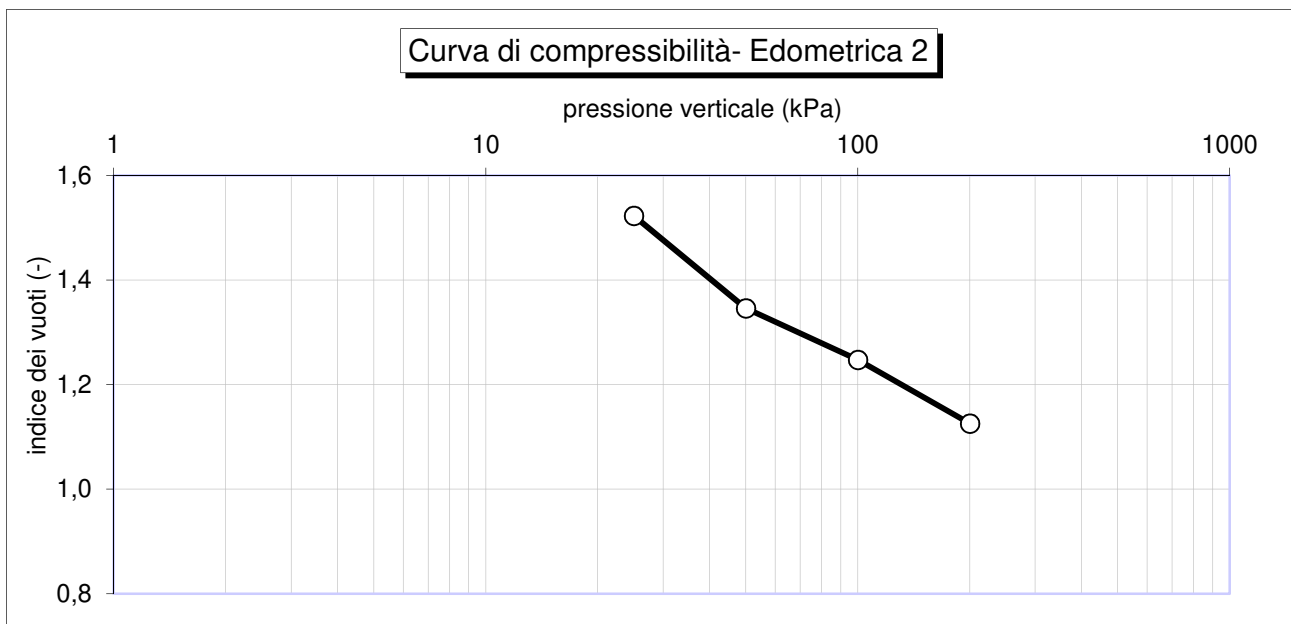


Figura 119: Grafico tensioni efficaci-indice dei vuoti Edometrica 2.

Tabella 19: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 3.

<i>E</i> -3 [kPa]	%def assiale	<i>E_{ed}</i> [Mpa]	<i>e_{prim.}</i>	<i>C_v</i> [cm ² /s]	<i>k</i> [m/s] --- <i>e(k)</i>	<i>C_c</i>	<i>Ca</i>
25	3,027	0,413	2,078	9,2E-04	2,3E-09	2,125	0,344
50	9,169	0,407	1,883	2,8E-04	7,0E-10	1,970	1,517
100	14,964	0,863	1,699	3,7E-04	4,3E-10	1,529	0,710
200	18,733	2,653	1,579	3,9E-04	1,5E-10	1,346	0,496
400	22,429	5,411	1,462	4,0E-04	7,4E-11	1,191	0,499
800	25,563	12,765	1,362	3,5E-04	2,7E-11	1,050	0,406
1600	28,555	26,735	1,267	2,6E-04	9,7E-12	0,940	0,428
3200	31,407	56,104	1,177	2,7E-04	4,8E-12	0,809	0,387

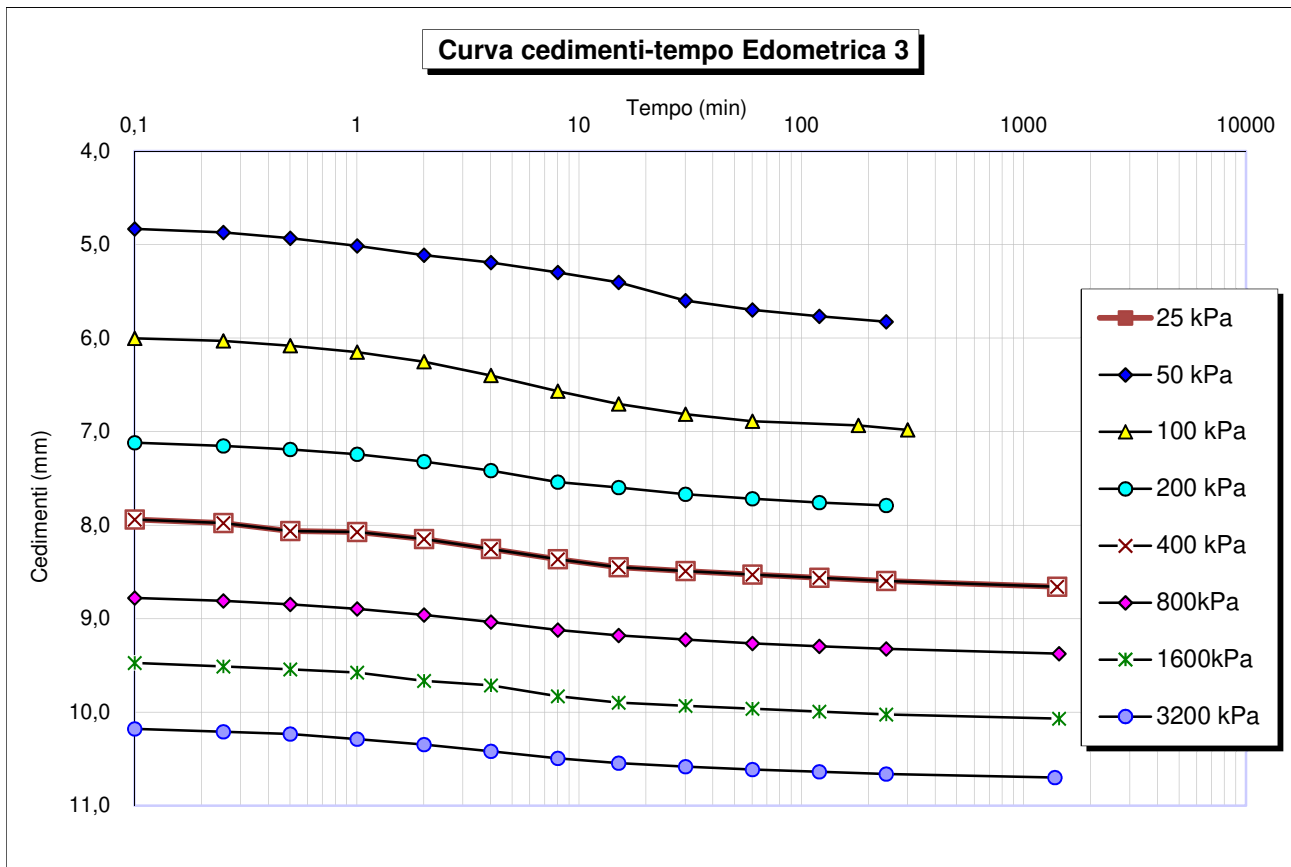


Figura 120: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 3.

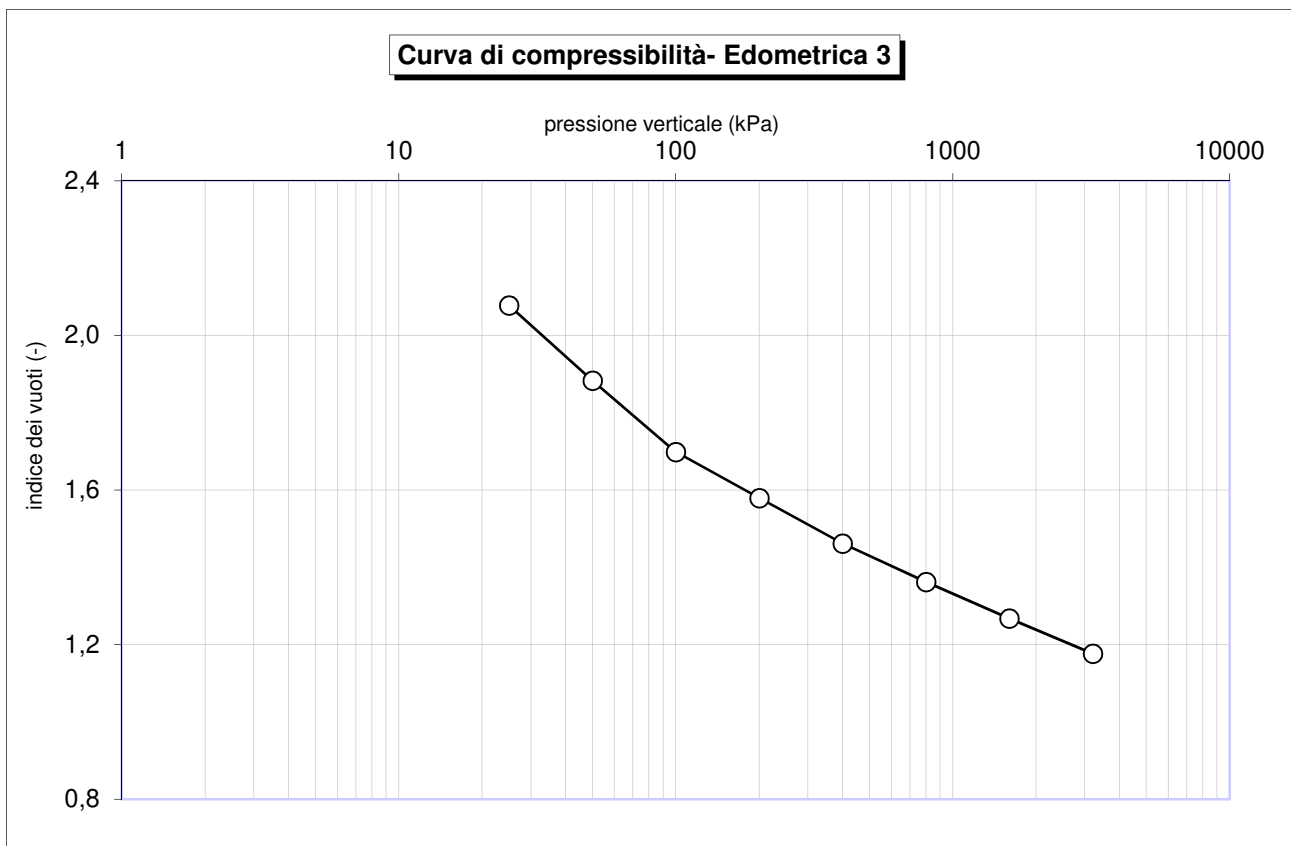


Figura 121: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 3.

Tabella 20: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 4.

<i>E-4</i> [kPa]	%def assiale	<i>E_{ed}</i> [Mpa]	<i>e_{prim.}</i>	<i>C_v</i> [cm ² /s]	<i>k</i> [m/s] --- <i>e(k)</i>	<i>C_c</i>	<i>C_a</i>
12,5	3,875	0,161	1,575	2,8E-04	1,7E-09	1,631	0,0027
25	6,740	0,436	1,498	6,6E-05	1,5E-10	1,536	0,0053
50	9,061	1,077	1,436	7,6E-04	7,1E-10	1,436	0,0039
100	14,447	0,928	1,292	4,5E-04	4,9E-10	1,318	0,0068
200	18,120	2,723	1,193	2,9E-04	1,1E-10	1,160	0,0063
400	21,617	5,718	1,100	3,4E-04	6,1E-11	1,041	0,0066
800	25,628	9,974	0,992	3,4E-04	3,5E-11	0,920	0,0040
1600	28,635	26,600	0,912	5,3E-04	2,0E-11	0,815	0,0032
3200	31,542	55,037	0,834	6,4E-04	1,2E-11	0,722	0,0041

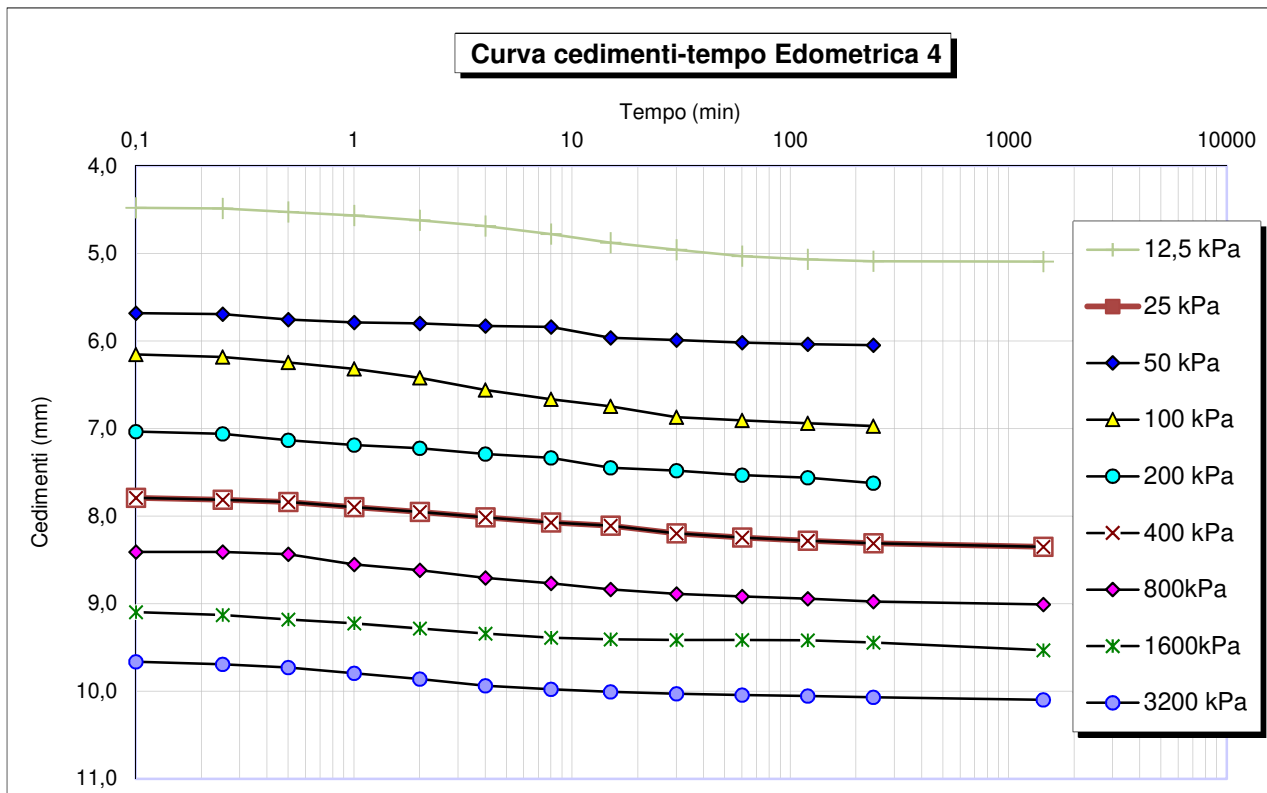


Figura 122: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 4.

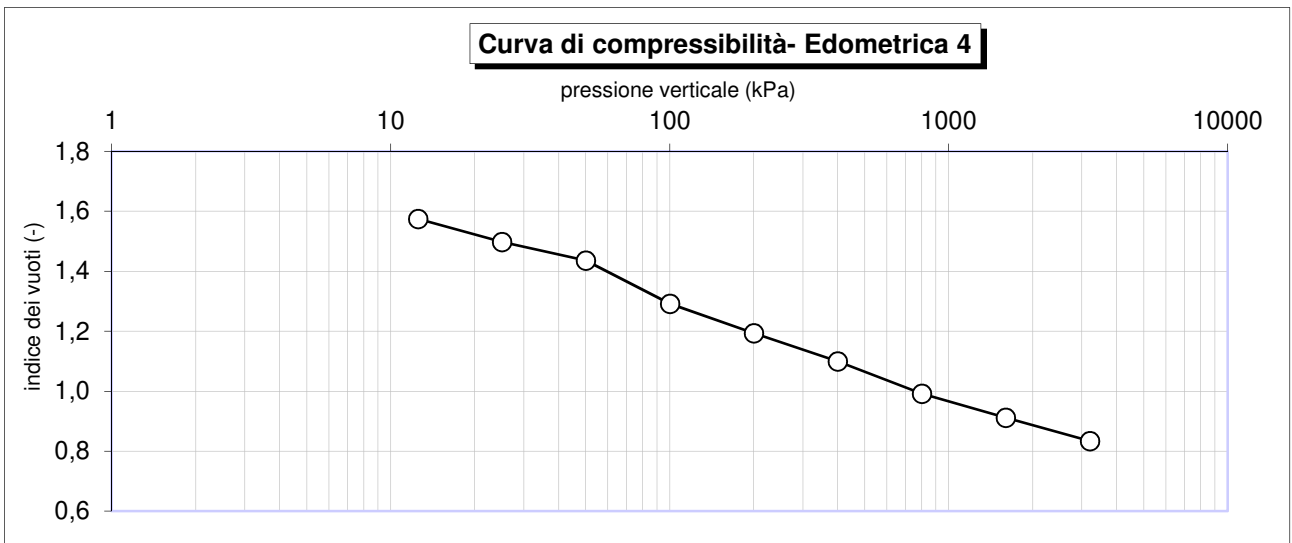


Figura 123: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 4.

Tabella 21: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 5.

<i>E-5</i> [kPa]	%def assiale	<i>Eed</i> [Mpa]	<i>eprim.</i>	<i>Cv</i> [cm ² /s]	<i>k</i> [m/s] --- <i>e(k)</i>		<i>Cc</i>	<i>Ca</i>
12,5	3,912	0,160	1,799	9,3E-05	5,9E-10	1,856	0,469	0,0079
25	7,737	0,327	1,688	2,2E-04	6,8E-10	1,718	0,516	0,0108
50	11,737	0,625	1,571	2,0E-04	3,2E-10	1,575	0,476	0,0057
100	15,220	1,435	1,470	2,7E-04	1,9E-10	1,423	0,436	0,0072
200	19,325	2,436	1,350	2,5E-04	1,0E-10	1,286	0,475	0,0051
400	23,180	5,188	1,238	2,8E-04	5,5E-11	1,150	0,452	0,0046
800	26,952	10,604	1,128	3,3E-04	3,1E-11	1,015	0,404	0,0031
1600	29,917	26,980	1,042	2,3E-04	8,7E-12	0,896	0,385	0,0048
3200	32,337	66,130	0,971	3,5E-04	5,4E-12	0,790	0,329	0,0055

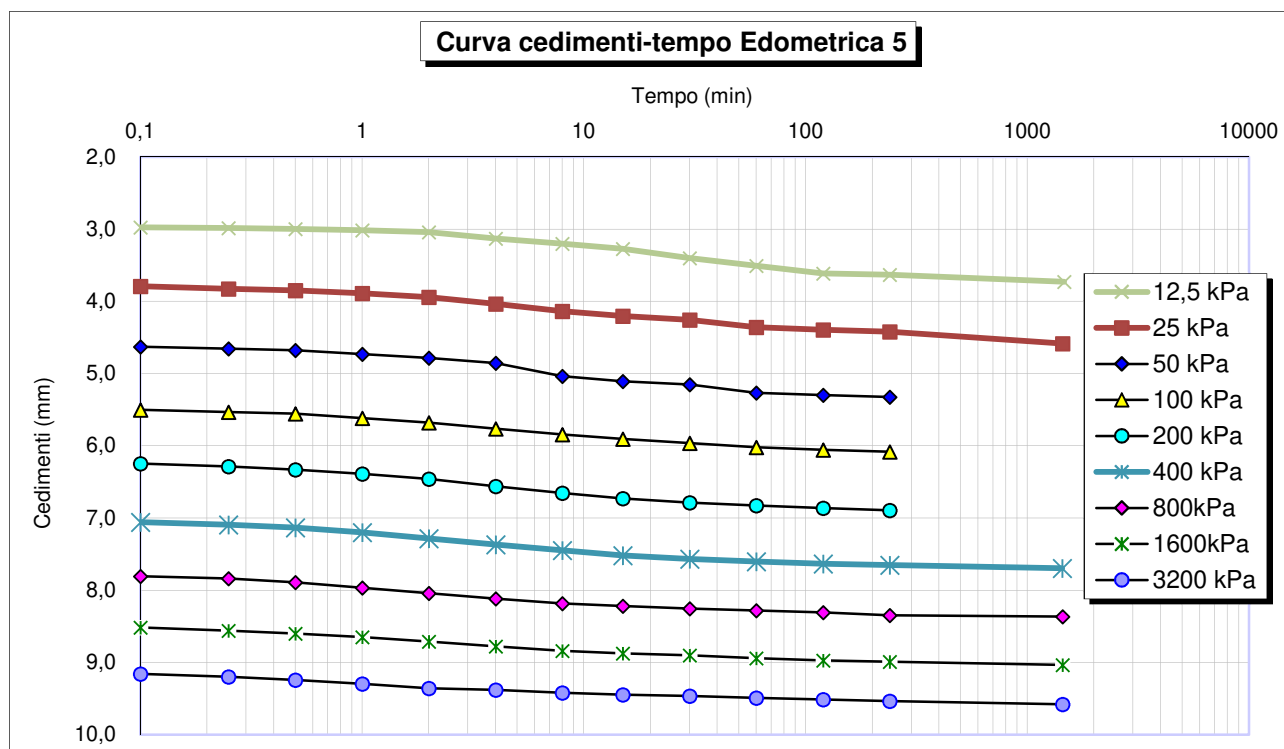


Figura 124: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 5.

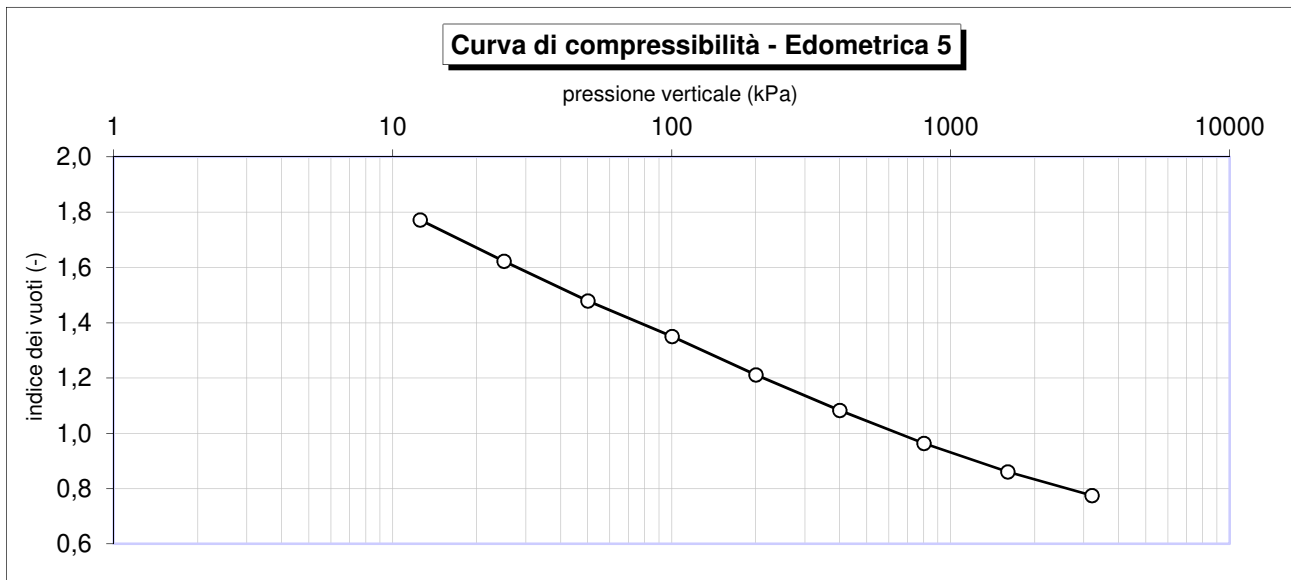


Figura 125: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 5.

Tabella 22: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 6.

<i>E-6</i> [kPa]	%def assiale	<i>E_{ed}</i> [Mpa]	<i>e_{prim.}</i>	<i>C_v</i> [cm ² /s]	<i>k</i> [m/s] --- <i>e(k)</i>	<i>C_c</i>	<i>C_a</i>
6,25	7,550	0,083	2,133	2,8E-04	3,4E-09	2,303	0,0109
12,5	10,935	0,185	2,018	2,3E-04	1,3E-09	2,096	0,477
25	15,072	0,302	1,878	5,7E-04	1,9E-09	1,964	0,508
50	28,009	0,193	1,440	9,0E-05	4,7E-10	1,718	1,567
100	31,986	1,257	1,305	3,1E-04	2,5E-10	1,379	0,556
200	35,265	3,050	1,194	4,0E-04	1,3E-10	1,248	0,460
400	38,567	6,057	1,082	3,5E-04	5,8E-11	1,149	0,469
800	41,610	13,146	0,979	3,4E-04	2,6E-11	1,030	0,421
1600	44,057	32,681	0,896	2,7E-04	8,4E-12	0,938	0,368
3200	46,620	62,445	0,809	3,0E-04	4,8E-12	0,858	0,371

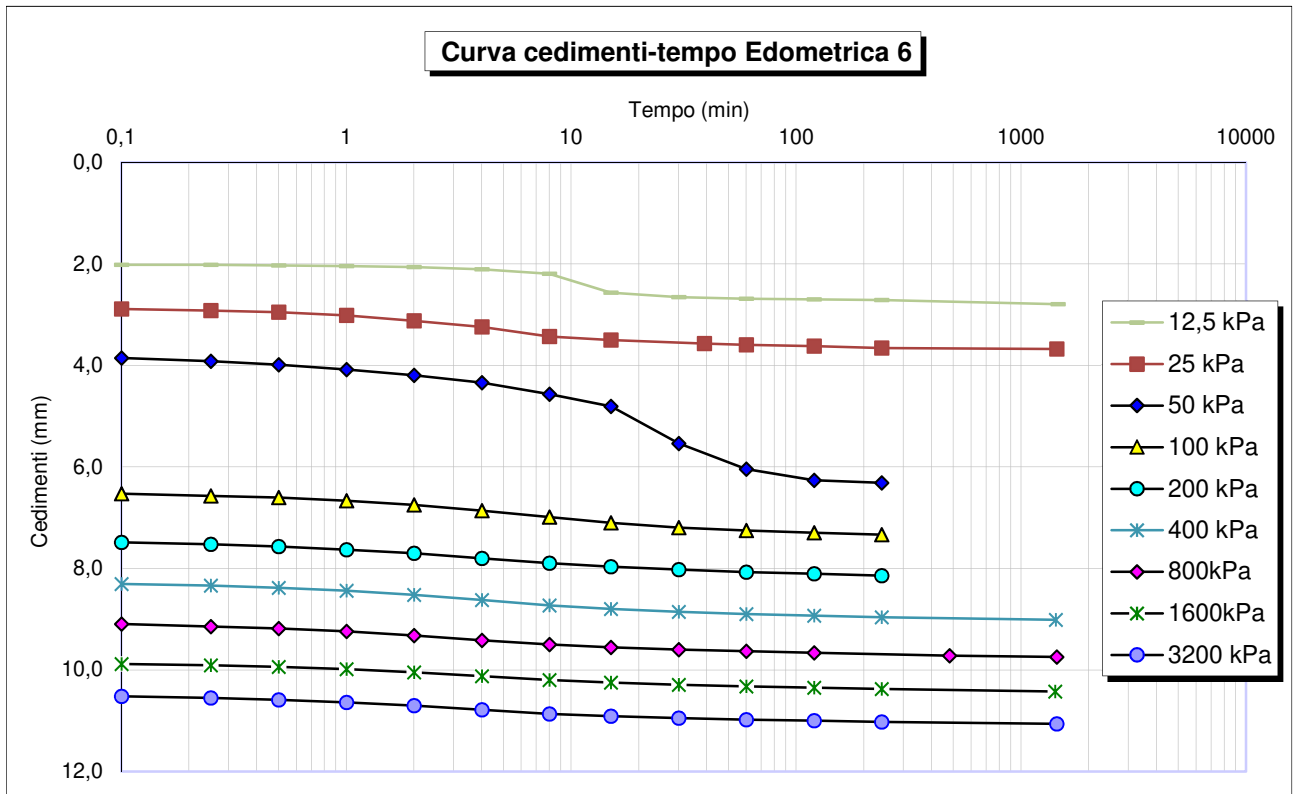


Figura 126: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 6.

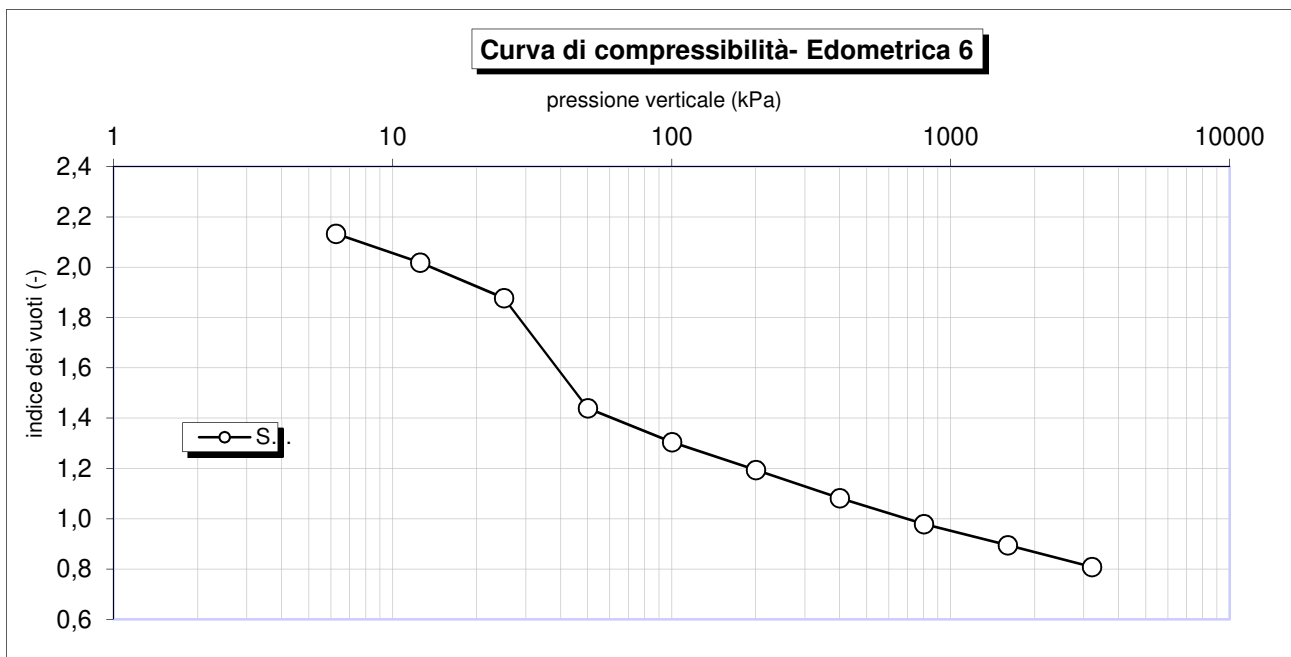


Figura 127: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 6.

Tabella 23: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 7.

E-7 [kPa]	%def assiale	E_{ed} [Mpa]	e_{prim.}	C_v [cm²/s]	k[m/s] --- e(k)	C_c	C_a
200	4,485	2,230	1,333	4,5E-04	2,0E-10	1,386	0,0059
400	8,776	4,661	1,228	3,9E-04	8,4E-11	1,258	0,0063
800	12,745	10,077	1,131	5,4E-04	5,4E-11	1,126	0,0058
1600	16,227	22,980	1,046	4,4E-04	1,9E-11	1,000	0,0053
3200	18,841	61,192	0,983	4,4E-04	7,2E-12	0,878	0,0050

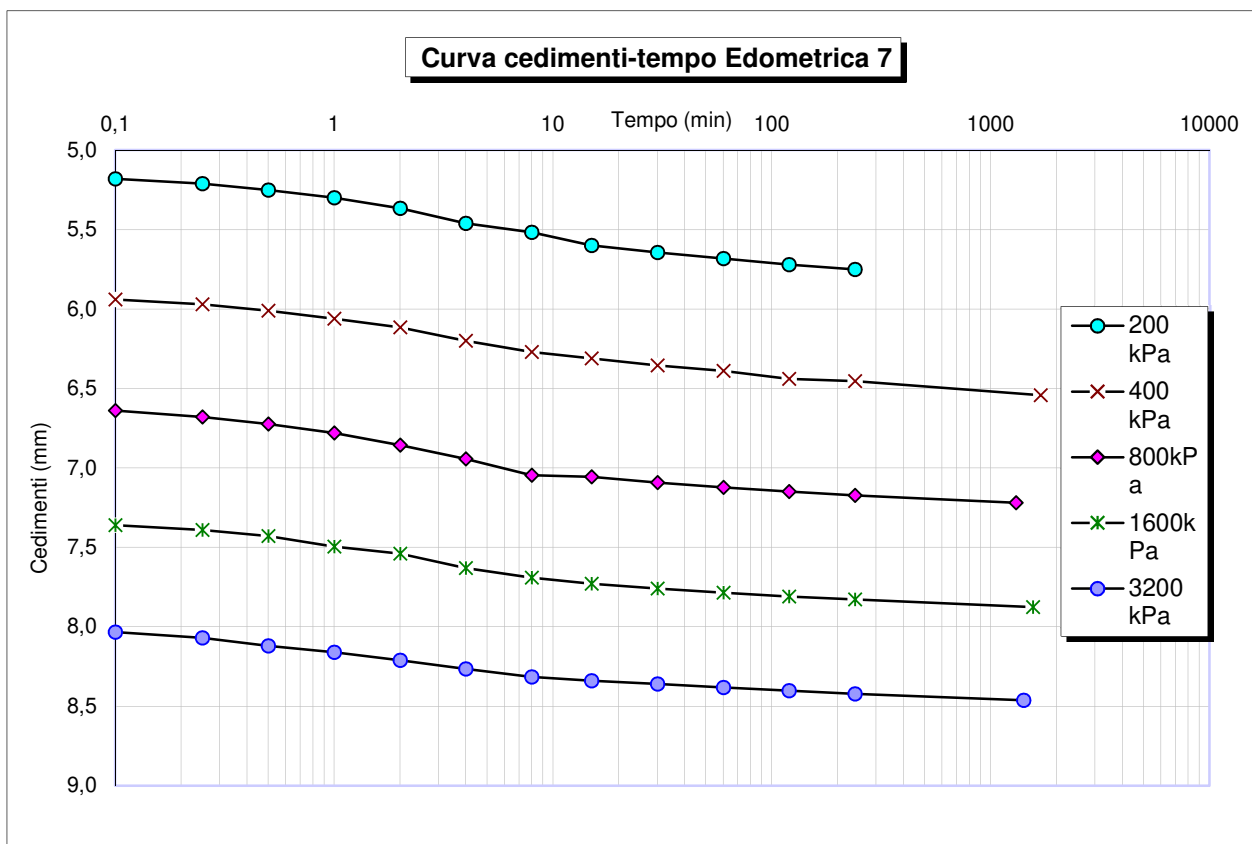


Figura 128: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 7.

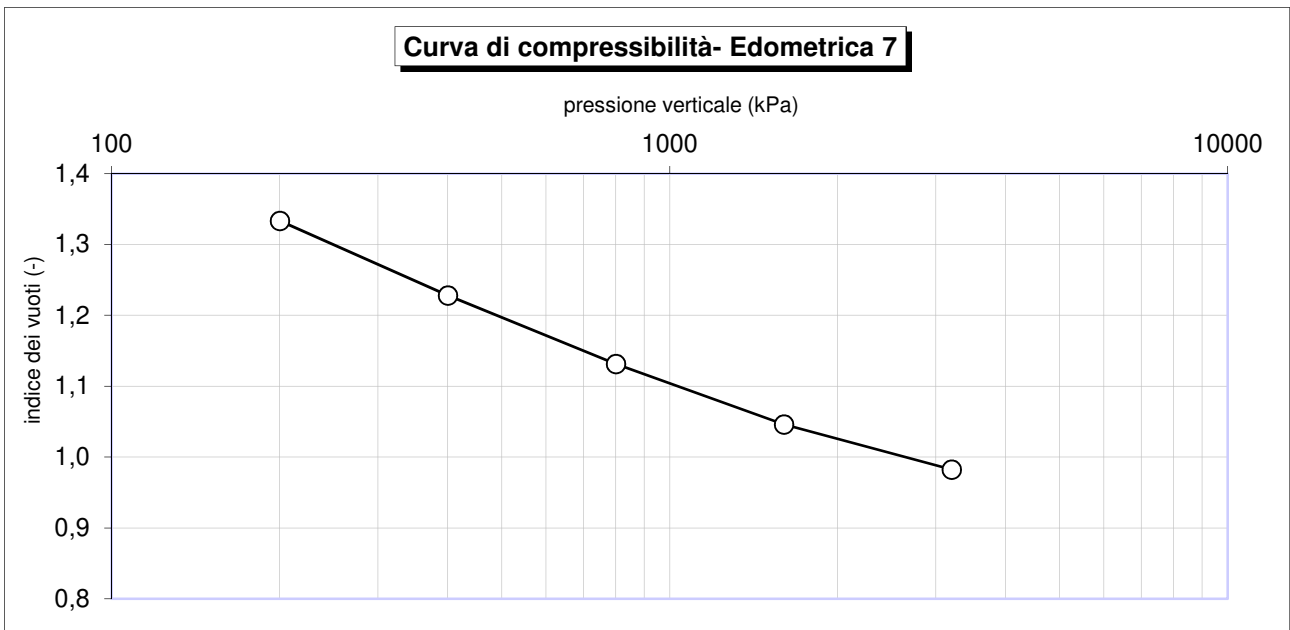


Figura 129: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 7.

Tabella 24: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 8.

<i>E-8</i> [kPa]	%def assiale	<i>E_{ed}</i> [Mpa]	<i>e_{prim.}</i>	<i>C_v</i> [cm ² /s]	<i>k</i> [m/s] --- <i>e(k)</i>	<i>C_c</i>	<i>C_a</i>
6,25	7,284	0,086	1,973	2,5E-04	2,9E-09	2,106	0,0066
12,5	8,741	0,429	1,926	7,2E-05	1,7E-10	1,916	0,0056
25	11,142	0,521	1,849	1,7E-04	3,2E-10	1,846	0,324
50	13,732	0,965	1,766	1,5E-04	1,6E-10	1,740	0,408
100	17,406	1,361	1,648	4,0E-04	2,9E-10	1,603	0,497
200	21,113	2,698	1,529	4,3E-04	1,6E-10	1,459	0,513
400	24,665	5,630	1,415	5,0E-04	8,9E-11	1,293	0,510

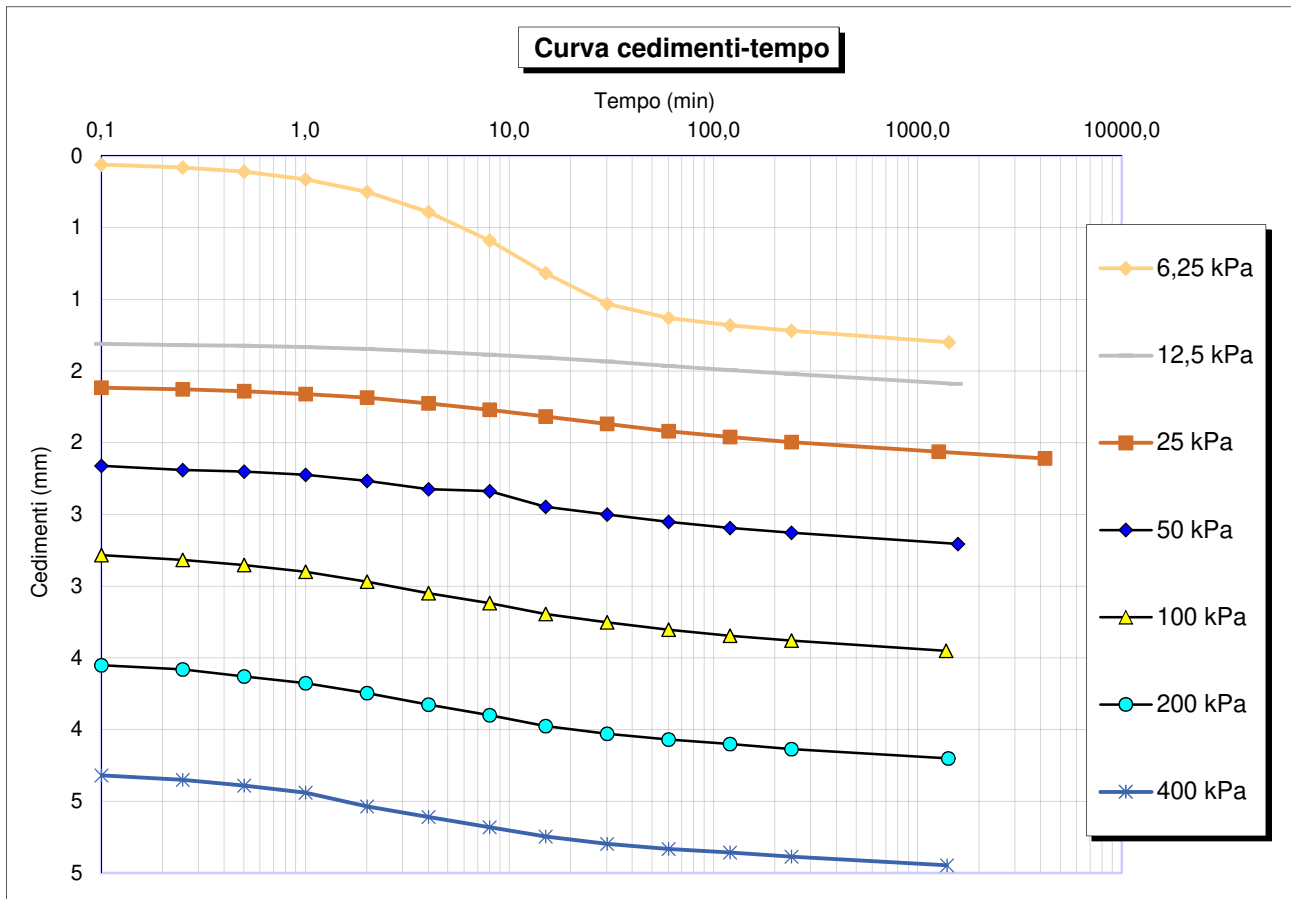


Figura 130: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 8.

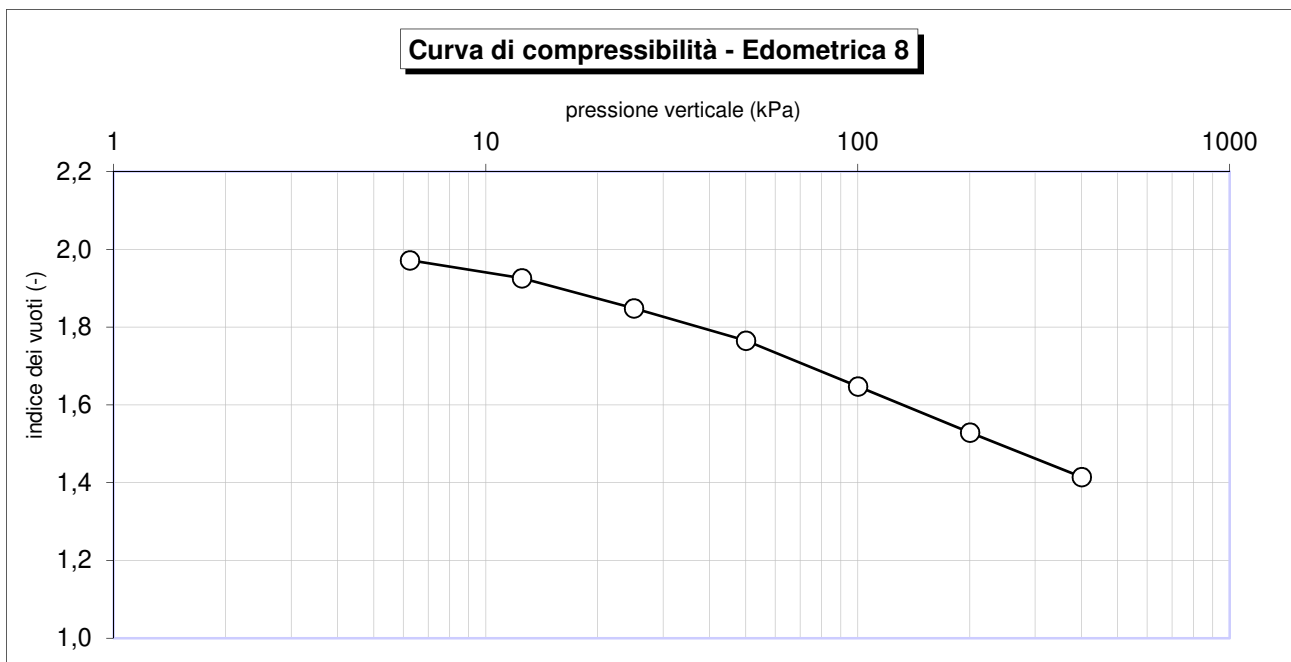


Figura 131: Grafico tensioni efficaci-indice dei vuoti Edometrica 8.

Tabella 25: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 9.

<i>E-9</i> [kPa]	%def assiale	<i>E_{ed}</i> [Mpa]	<i>e_{prim.}</i>	<i>C_v</i> [cm ² /s]	<i>k</i> [m/s] --- <i>e(k)</i>	<i>C_c</i>	<i>C_a</i>
6,25	9,439	0,066	2,378	1,1E-04	1,7E-09	2,550	
75	24,409	0,459	1,820	7,5E-04	1,6E-09	2,058	0,590
150	27,566	2,376	1,702	5,6E-04	2,4E-10	1,566	0,0053

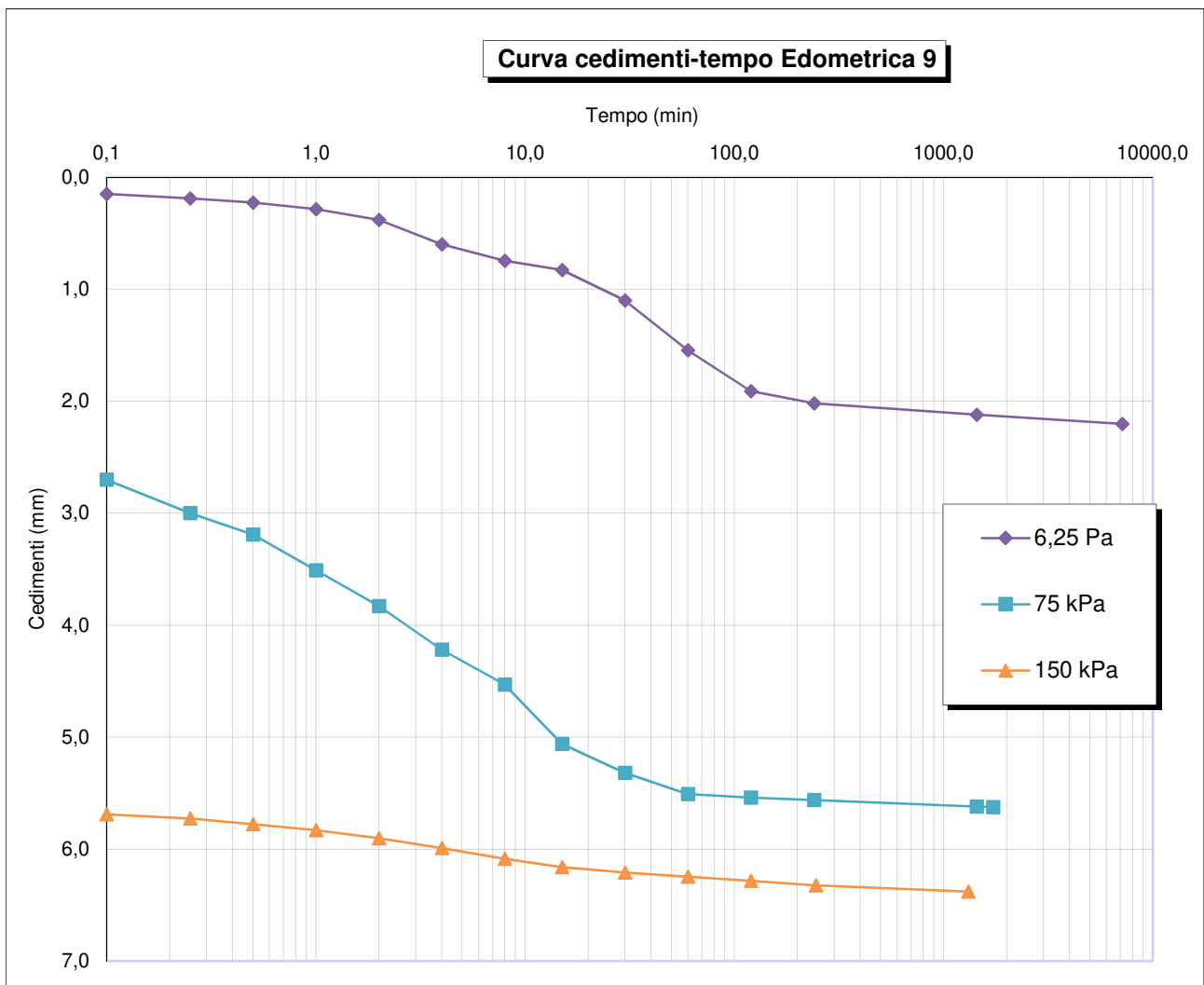


Figura 132: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 9.

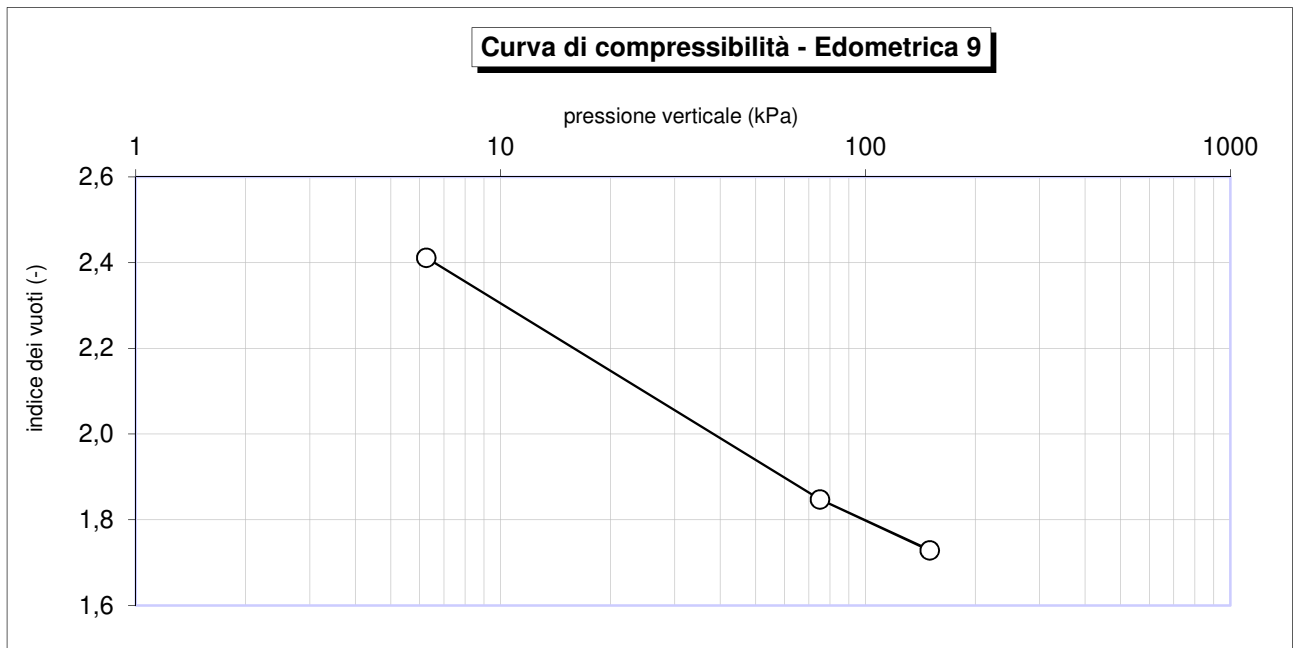


Figura 133: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 9.

5.5 Determinazione delle leggi ($\sigma'-e$) e ($k-e$)

Per studiare il processo di consolidazione in grandi deformazioni, è necessario conoscere le leggi di variazione delle caratteristiche del materiale in funzione del suo stato di addensamento. Nel caso dei sedimenti marini, e più in generale dei materiali altamente compressibili (*soft soil*), la difficoltà è nella descrizione del loro comportamento meccanico ed idraulico quando essi sono caratterizzati da una porosità molto elevata. Se, infatti, sono ben consolidate le leggi che descrivono i legami costitutivi di consolidazione nei range di variazione del volume propri dei terreni ordinari, altrettanto non è possibile affermare quando i materiali presentano stati di addensamento caratterizzati da alti indici dei vuoti. Tuttavia, la letteratura che riporta gli studi su diverse tipologie di *soft soils* propone leggi matematiche che ben si adattano a descrivere il comportamento di tali materiali in termini di compressibilità e di permeabilità. Nella tabella riportata in

Figura 134 sono indicate le relazioni di letteratura più avvalorate per la descrizione del comportamento di tali materiali anche a regimi tensionali molto bassi. È possibile tarare i parametri che descrivono tali relazioni in base ai risultati delle prove sperimentali effettuate sul materiale specifico.

Per lo studio dei sedimenti marini, le relazioni più avvalorate dalla letteratura di settore sono quella proposta da *Liu e Znidarcic* (1991), per quanto riguarda la compressibilità, e quella proposta da *Krizek e Somogy* (1984), per quanto riguarda la permeabilità.

Le relazioni hanno la seguente forma:

$$e = A(\sigma' + Z)^B \quad (\text{Liu e Znidarcic, 1991})$$

$$k = Ce^D \quad (\text{Krizek e Somogy, 1984})$$

Il lavoro di interpolazione dei dati raccolti durante la fase di sperimentazione, realizzato mediante il programma di calcolo Mathcad, ha portato alla definizione dei parametri A, B, Z, C e D e quindi delle leggi caratteristiche del comportamento del materiale.

Legge di compressibilità ($\sigma'-e$)

La legge di variazione della compressibilità descrive l'andamento delle tensioni efficaci in funzione dello stato di addensamento del materiale in esame. Si ricorda che la prova di laboratorio più affidabile e corretta dal punto di vista teorico per lo studio di tali materiali è sicuramente la Seepage Induced Consolidation Test (SICT) che permetterebbe di sottoporre lo stesso provino a tutti gli stati tensionali di interesse mediante una filtrazione indotta; la prova però, oltre a necessitare di macchinari non comuni per essere eseguita, ha una durata molto elevata, e per questo è utilizzata principalmente per scopi di ricerca. Per tale ragione, ai fini pratici può risultare utile caratterizzare il materiale utilizzando prove più semplici e di largo utilizzo, che permettano di indagare un range tensionale rappresentativo delle problematiche reali di progettazione.

	Compressibility	Permeability	Constants	Sources and users
I	$g = -\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} = \text{constant}; \lambda = -\frac{d}{de} \left(\frac{de}{d\sigma'} \right) = \text{constant}$		g and λ	Gibson <i>et al.</i> (1981)
II	$g = -\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \frac{d\sigma'}{de} = \text{constant}; k = \gamma_w \bar{k}(1+e)$		g and \bar{k}	Been & Sills (1981)
III IV	$e = (e_0 - e_\infty) \exp(-\lambda \sigma') + e_\infty$ $e = e^* - C_c \log \sigma'$	$k = k^* \exp(\kappa e)$ $c_v = \text{const.}$	λ, κ and k^* e^*, C_c, C and D	Govindaraju <i>et al.</i> (1999) Sills (see Bartholomeeusen <i>et al.</i> (2002)) Yamaguchi <i>et al.</i> (1991) [†]
V	$e = C_1 \sigma'^{C_2} - 1$	$k = C_3(1+e)^{C_4}$	$C_1 - C_4$ C_2 is negative	Monte & Krizek (1976)
VI VII	$\sigma' = M e^N$ $e = A \sigma'^B$	$k = (1+e)(\alpha_2 + \beta_2 e)$ $k = C e^D$	M, N, α_2 and β_2 A, B, C & D B is negative	Somogyi (1979); McVay <i>et al.</i> (1986)
VIII	$e = A \sigma'^B$	$k = \frac{E e^F}{1+e}$	A, B, E and F	Carrier <i>et al.</i> (1983)
IX	$e = c_1 \sigma'^{c_2} + c_3$	$k = c_4(1+e) \sigma'^{c_5}$	$c_1 - c_5$ c_2 is negative	Koppula & Morgenstern (1982) [†]
X	$e = A_1(\sigma' + A_2)^{A_3}$	$k = C e^D$	$A_1 - A_3, C$ and D A_3 is negative	Liu & Znidarčič (1991)
XI	$\sigma' = K_\sigma \phi^{-n}$	$k = K_k \phi^{-n}$	K_σ, K_k and n	Winterwerp (1999); Merckelbach & Kranenburg (2004) proposed similar form using clay and sand fraction
XII XIII	$\phi = \phi_0(1 + c_6 \sigma')^{c_7}$ $\sigma' = \exp(m_1 + m_2 e)$	$k = k_0(1 + c_6 \sigma')^{-c_8}$ $k = \exp(m_3 + m_4 e)$	$\phi_0, k_0, c_6 - c_8$ $m_1 - m_4$ m_2 and m_3 are negative	Diplas & Papanicolau (1997) [†] Van Kessel & Van Kesteren (2002)

g = finite strain coefficient of consolidation; e_0 and e_∞ = void ratio at zero and infinite effective stress respectively; ε = vertical strain; $\phi = 1/(1+e)$
[†] Relationship obtained after some algebraic manipulation from its original form.

Figura 134: Modelli costitutivi per l'analisi dei fenomeni di consolidazione (Hawlder et al. 2008).

Tale approccio è alla base della procedura di caratterizzazione effettuata nell'ambito del presente studio. In particolare, sono stati utilizzati sia i risultati delle prove edometriche, che hanno contribuito a caratterizzare il materiale ad alti regimi tensionali (fino a 3200 kPa), sia quelli delle prove di sedimentazione, che forniscono dei dati utili per descrivere lo stato tensionale del materiale per indici dei vuoti molto elevati. Nel grafico in Figura 135 è possibile vedere i punti sperimentali determinati.

Essi sono stati individuati considerando lo stato di addensamento raggiunto alla fine del processo di consolidazione (e_{prim}) con la tensione efficace finale sviluppatasi (σ'_{fin}). Per quanto riguarda la sedimentazione, il punto rappresenta lo stato tenso-deformativo alla fine del processo di consolidazione sotto il peso proprio del materiale, cioè quando i contatti intergranulari si sono sviluppati completamente e la struttura raggiunta dal materiale risulta stabile.

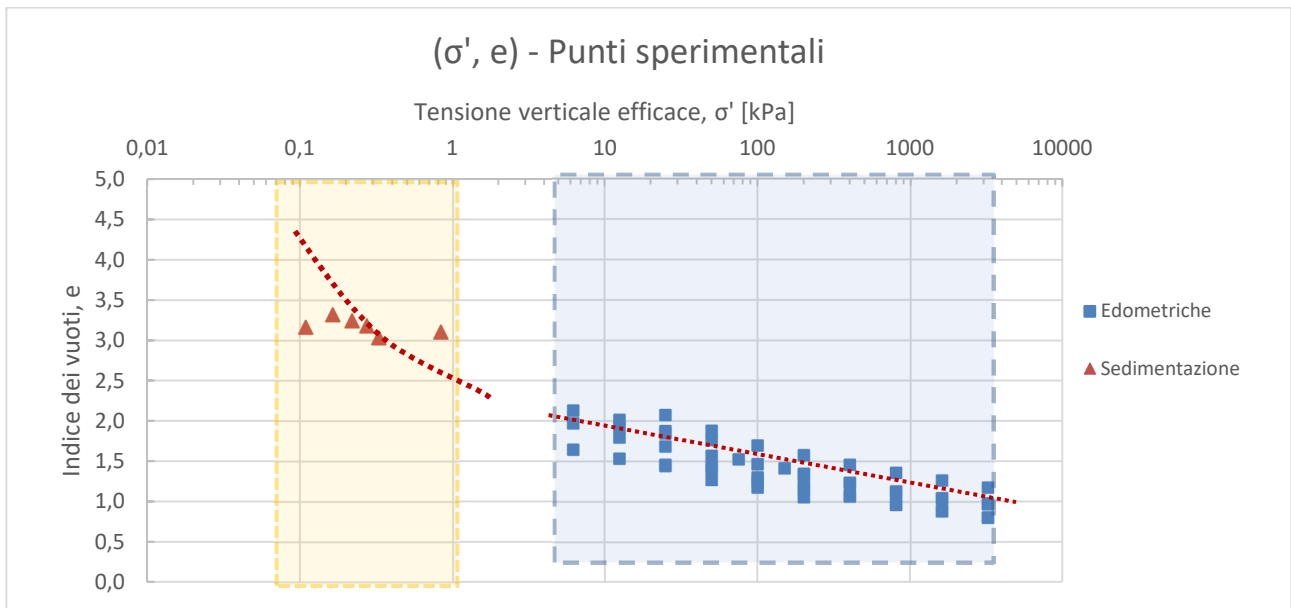


Figura 135: Punti sperimentali utilizzati: sulla sinistra, in rosso, i punti sperimentali ricavati dalle prove di sedimentazione; sulla destra, in blu, i punti sperimentali ricavati dalle prove edometriche.

Sulla base delle relazioni di letteratura i dati raccolti sono stati interpolati e, per mezzo di regressioni non lineari, sono stati determinati i parametri A, B e Z. Nel grafico di Figura 136, la curva indicata in legenda con l'etichetta "Globale" è stata ricavata dall'interpolazione di tutti i punti sperimentali a disposizione, determinando così un'unica relazione che tiene in conto dei tutti i dati sperimentali. La relazione determinata è stata la seguente:

$$e = 2,7(\sigma' + 0,083)^{-0,181}$$

I valori di A, B e Z calcolati trovano accordo con la letteratura del settore, in particolare, con gli intervalli di variazione proposti da *Berilgen et al.* (2006) e *Abu Helejh e Znidarcic* (1996).

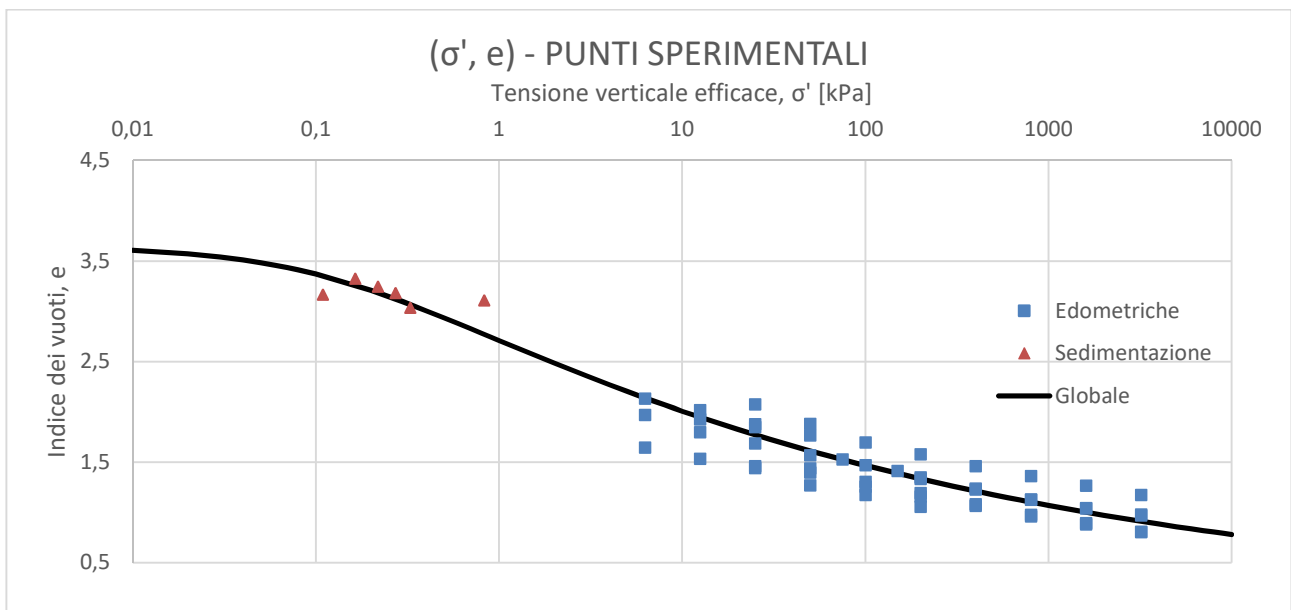


Figura 136: Legge di variazione della compressibilità del materiale determinata interpolando tutti i dati sperimentali ricavati.

La procedura seguita per la caratterizzazione del materiale, ha previsto la ripetizione di diverse prove con le medesime condizioni al contorno. Questa scelta è stata dettata principalmente dalla variabilità del comportamento del materiale che è stata osservata già nelle prime prove effettuate. Lo scopo della caratterizzazione è stato quindi quello di definire un “dominio”, piuttosto che una singola legge, che possa realisticamente descrivere il comportamento dello stesso.

Per tale ragione, un secondo approccio di elaborazione dei dati ha portato a processare separatamente i risultati di ogni prova edometrica eseguita con i risultati delle prove di sedimentazione.

Con le leggi di compressibilità così determinate si è proceduto all’individuazione del “dominio” definito dal massimo e dal minimo valore di tensione efficace per ogni stato di addensamento del materiale, calcolati mediante le leggi di compressibilità determinate.

I valori dei parametri di ciascuna legge ottenuta sono riportati in Tabella 26. Nel grafico in Figura 138 si riportano i limiti superiore ed inferiore (rispettivamente con i colori verde e blu) che rappresentano gli estremi dei valori di e in relazione alle tensioni efficaci. La curva in rosso rappresenta la legge ricavata con i parametri medi di tutte le prove riportata anche nella precedente Figura 136 nominata “Globale”.

Il confronto mostra come la legge determinata utilizzando tutti i dati a disposizione, non è completamente contenuta all’interno del range individuato processando separatamente i dati di ogni prova. Il restringimento

del range individuato nel campo delle basse tensioni efficaci è dovuto al fatto che visto l'esiguo numero dei dati disponibili per quei valori di tensioni efficaci, essi sono stati inclusi in tutte le elaborazioni effettuate.

Tabella 26: Parametri A, B e C risultanti dalle elaborazioni effettuate.

Prova	A	B	Z
Ed_1	3,061	-0,204	0,574
Ed_2	3,518	-0,233	1,262
Ed_3	3,163	-0,128	0,686
Ed_4	2,876	-0,170	0,315
Ed_5	2,919	-0,148	0,318
Ed_6	3,337	-0,197	1,005
Ed_7	3,376	-0,163	1,155
Ed_8	2,852	-0,127	0,194
Ed_9	3,146	-0,123	0,645
Media	3,172	-0,181	0,724
Globale	2,757	-0,137	0,131

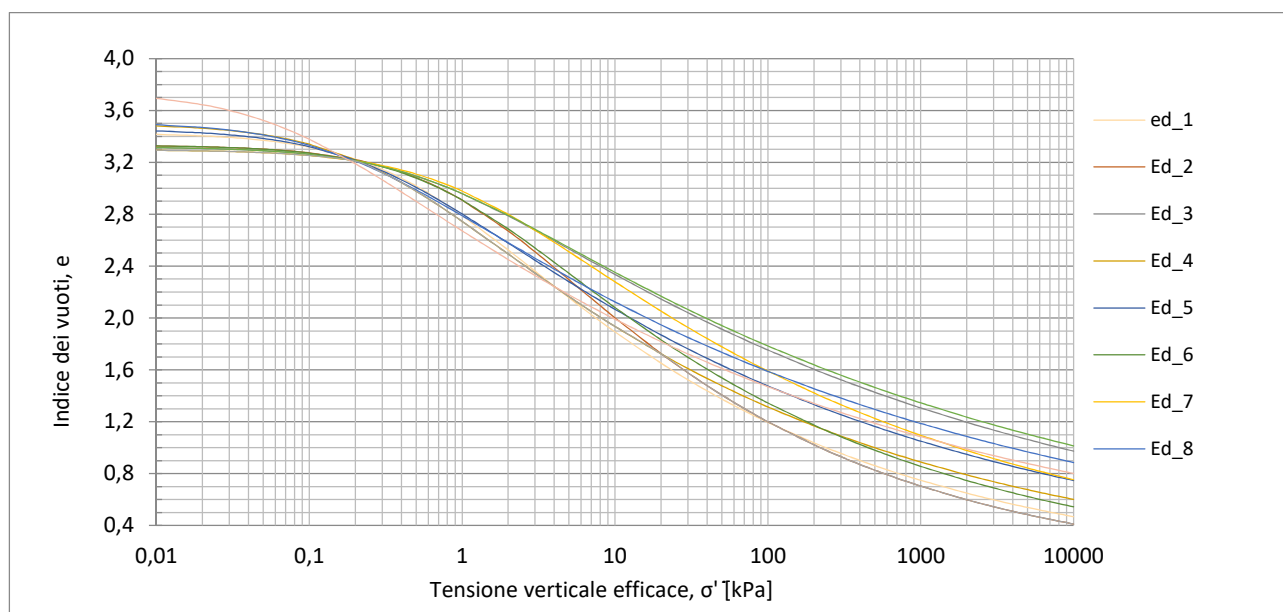


Figura 137: Leggi di variazione della compressibilità determinate dai risultati delle prove edometriche.

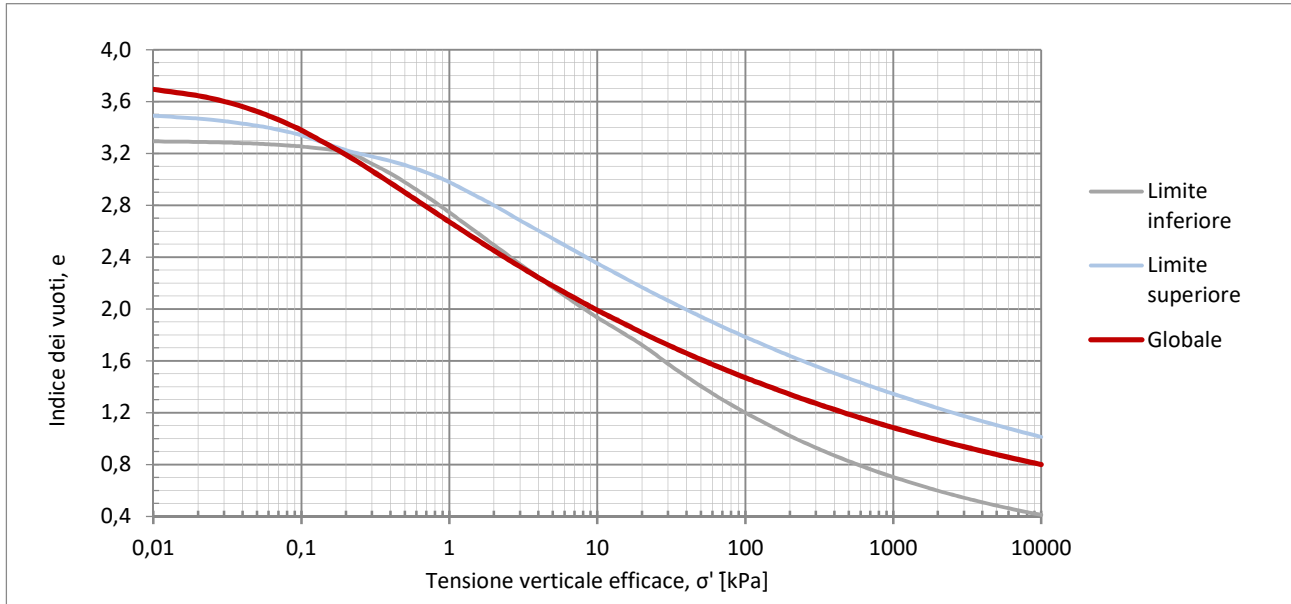


Figura 138: Dominio di variazione del comportamento del materiale confrontato con la legge ricavata processando tutti i dati a disposizione contemporaneamente.

Leggi di variazione della permeabilità k - e (determinata sulla base dei risultati delle prove edometriche)

La relazione matematica alla base della elaborazione dei dati è quella proposta da Krizek e Somogyi nel 1984:

$$k = Ce^D \quad (\text{Krizek e Somogyi, 1984})$$

Anche per quanto riguarda la determinazione del coefficiente di conducibilità idraulica è bene ricordare che il SICT precedentemente descritto permette la misurazione del parametro k in maniera diretta e per diversi stati di addensamento dello stesso provino. Tuttavia, è possibile stimare indirettamente tale parametro anche attraverso i risultati della prova di consolidazione edometrica. Se, infatti, si ipotizza che la permeabilità sia costante nell'ambito dello step di consolidazione i -esimo, esso può essere calcolato mediante la relazione:

$$k_i = \frac{C_{v,i} * \gamma_w}{E_{ed,i}}$$

Analogamente come per la legge di compressibilità, sulla base dei dati determinati dalle interpretazioni delle prove edometriche svolte, anche per la determinazione della legge di permeabilità è stata effettuata una prima regressione lineare considerando tutti i dati raccolti sperimentalmente dalle prove edometriche. Il risultato è mostrato in Figura 139 e la legge determinata è la seguente:

$$k = 3.614E(-11)e^{4.920e}$$

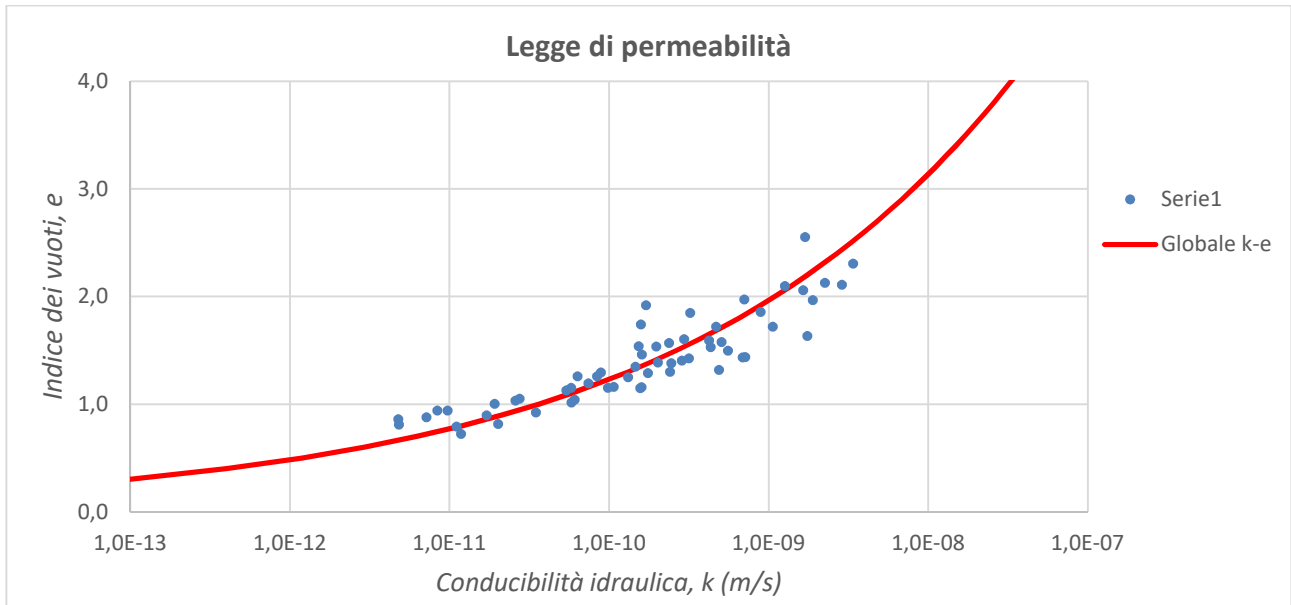


Figura 139: Legge di permeabilità ricavata con i dati a disposizione secondo la relazione di Krizek e Somogy.

Successivamente, per definire il campo di variabilità del comportamento del materiale, sono state determinate le leggi di permeabilità processando i dati delle diverse prove edometriche separatamente. I parametri C e D determinati sono riportati nella Tabella 27. In Figura 141 sono riportati i limiti superiore ed inferiore individuati. Si può osservare come la legge di validità generale sia contenuta completamente all'interno del range individuato, al contrario di quanto succedeva per la relazione di compressibilità precedentemente determinata.

Tabella 27: Parametri delle relazioni di permeabilità determinate in funzione dei dati di ciascuna edometrica.

Edometrica	C	D
Ed_1	1,285E-10	2,494
Ed_2	1,438E-10	3,223
Ed_3	2,113E-11	6,021
Ed_4	2,742E-11	8,017
Ed_5	8,457E-11	4,101
Ed_6	2,698E-11	5,750
Ed_7	1,758E-11	7,398
Ed_8	1,673E-11	6,434
Ed_9	7,227E-11	3,491
Media	5,989E-11	5,214
Globale	1,918E-11	5,432

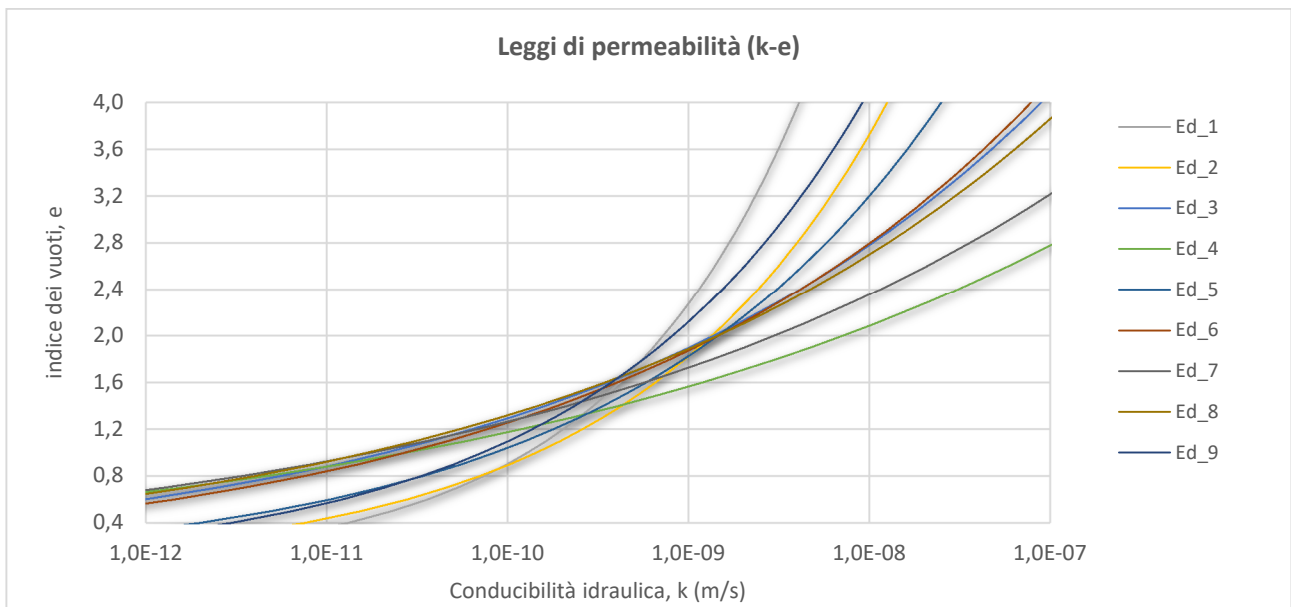


Figura 140: Leggi di permeabilità ricavate dai dati delle edometriche eseguite.

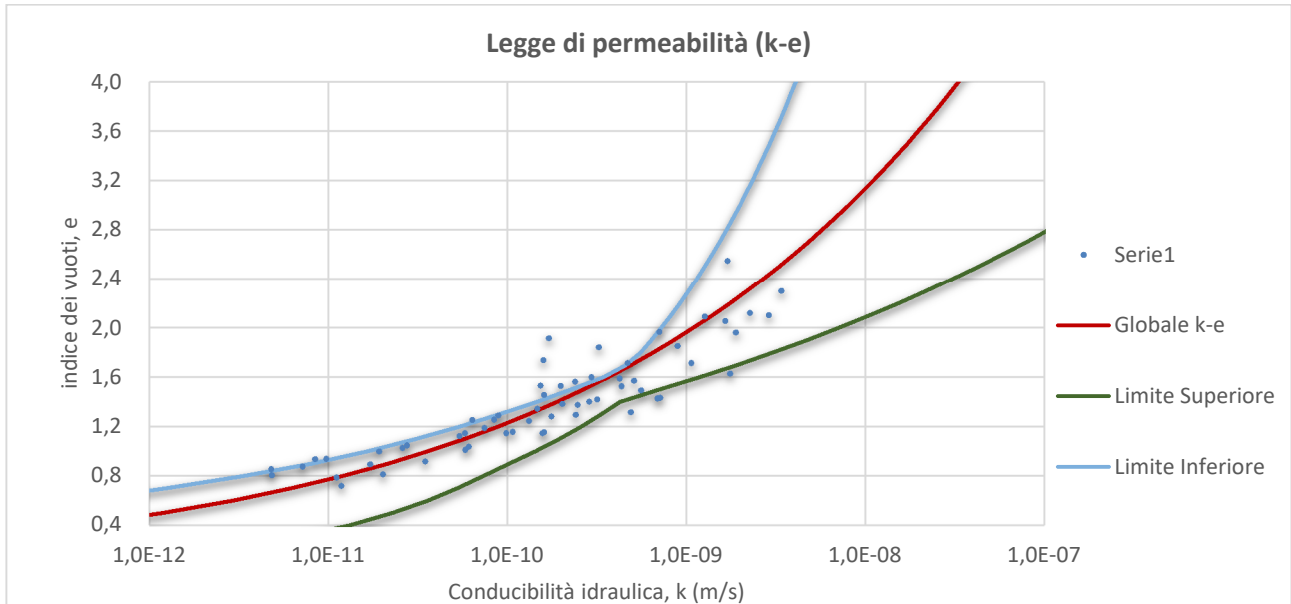


Figura 141: Dominio di variazione delle leggi determinate per ciascuna serie di dati relative alle prove edometriche eseguite. I limiti individuati, superiore ed inferiore, corrispondono al massimo e al minimo valore di permeabilità associabile a ciascuno stato di addensamento, individuati sulla base delle leggi determinate.

5.6 Validazione della legge di permeabilità ($k-e$)

Il coefficiente di conducibilità idraulica è il parametro che in geotecnica presenta il campo di variazione più ampio. Tale parametro è fondamentale per la corretta stima dei tempi necessari allo sviluppo dei cedimenti ed è quindi molto importante per la progettazione dell'intervento di consolidamento.

La determinazione indiretta del coefficiente di conducibilità idraulica può essere effettuata mediante i risultati della prova edometrica considerando valida l'assunzione di piccole deformazioni, che è alla base della teoria della consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Nel caso in esame, tale ipotesi non è sicuramente verificata poiché le deformazioni che avvengono durante la prova sono elevate. I parametri stimati sono quindi affetti da un errore dovuto alla intrinseca ipotesi di invariabilità del parametro k durante il processo di consolidazione, che non è verificata per le deformazioni registrate. Tuttavia, per gli indubbi vantaggi pratici, tale approssimazione è sovente accettata.

A tale proposito, nell'ambito del presente studio, sono state svolte parallelamente delle prove dirette di misura della permeabilità per verificare l'accettabilità di tale ipotesi a livello pratico.

In particolare, sono state eseguite prove di determinazione diretta della conducibilità idraulica in consolidometro a vari stati di addensamento dei provini. A partire dai dati raccolti si è ricavata una legge di variazione della permeabilità che è stata confrontata con quelle ottenute dalle prove edometriche.

Il consolidometro, le cui parti fondamentali sono descritte in Figura 142(a), è costituito da un cilindro rigido al cui interno viene posto il campione. Il provino che viene posto all'interno di un cilindro in acciaio, è sottoposto ad una prima fase di consolidazione, seguita da una seconda fase di filtrazione. Superiormente ed inferiormente al campione sono poste delle pietre porose che costituiscono le superfici drenanti; al di sopra della pietra porosa superiore è posto un pistone utilizzato per trasmettere la pressione verticale orizzontale desiderata al provino mediante il liquido contenuto nella zona superiore del cilindro che è collegato ad un pannello per il controllo della pressione; il pistone è dotato di guarnizioni che separano idraulicamente la zona dove è contenuto il campione dalla cella. In corrispondenza della base e della testa del permeametro sono presenti due condotti anche essi collegati al pannello, che servono per drenare il liquido interstiziale nella fase di consolidazione e per eseguire la prova di permeabilità nella seconda fase. Entrambe le fasi sono monitorabili mediante il pannello di controllo delle pressioni con il quale è possibile: tenere sotto controllo le condizioni di pressione (in ingresso, uscita e della cella) e misurare i volumi in entrata ed uscita dal provino e dalla "cella". La procedura della prova è standardizzata nel documento ASTM D5856-95: Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porous Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter (2002).

Nella prima fase della prova viene indotto un addensamento del provino mediante l'applicazione di una variazione della pressione in "cella" e permettendo il drenaggio del provino. I volumi di liquido interstiziale drenato, sono monitorati in uscita mediante delle burette poste sul pannello di controllo della pressione. Alla fine del processo di addensamento del materiale viene eseguita la prova di filtrazione. Per evitare eventuali ulteriori deformazioni del provino dovuti al flusso di filtrazione discendente, la prova viene eseguita dal basso verso l'alto.

Nella Figura 142 (b) si riporta una foto dello strumento utilizzato nel laboratorio di Geotecnica Ambientale del Dipartimento SIMAU dell'Università Politecnica delle Marche. Per eseguire la prova di filtrazione facendo permeare nel provino acqua salata, sono stati utilizzati due piccoli serbatoi ("bladder") che separano l'acqua di mare per la filtrazione dal liquido del sistema utilizzato per applicare il gradiente fra la superficie superiore ed inferiore del provino.

In Tabella 28 sono riassunti i risultati dei vari step di carico effettuati associati alle informazioni sulle pressioni di confinamento e alle pressioni in entrata e in uscita. Il valore di permeabilità k è stato corretto per la temperatura ed è stato associato, per le elaborazioni dei dati, all'indice dei vuoti e_{finale} raggiunto alla fine di ogni processo di consolidazione indotto al provino per aumentarne progressivamente lo stato di addensamento.

Tabella 28: Permeabilità misurate in consolidometro associate allo stato di addensamento corrispondente del provino.

e	k [m/s]
3,73	3,24E-09
2,78	1,66E-09
2,58	1,03E-09
2,37	7,00E-10
2,23	6,90E-10
2,04	5,36E-10
1,86	3,75E-10
1,68	6,50E-10
0,87	2,18E-10

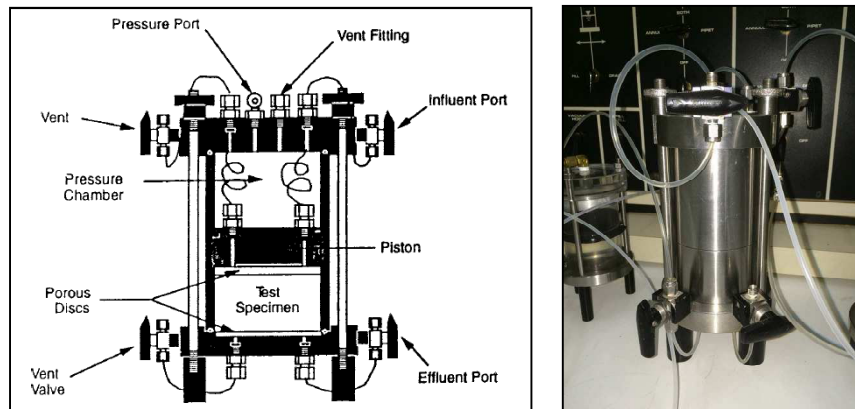


Figura 142: (a) Schema delle parti essenziali di un consolidometro (permeametro a pareti rigide). (b) Consolidometro utilizzato per l'esecuzione delle prove.

Leggi di variazione della permeabilità (k-e) determinata sulla base dei risultati delle prove in consolidometro

I dati delle prove in consolidometro sono stati processati mediante regressione non lineare sulla base della stessa relazione utilizzata per le prove edometriche (Krizek and Somogyi 1984).

Il risultato è rappresentato in Figura 143 dove sono riportati i punti sperimentali individuati e la curva della legge di variazione determinata che ha la seguente formulazione:

$$k = 9.441E(-11)e^{2.690}$$

Confrontando la relazione con il dominio di variazione determinato mediante i risultati delle prove edometriche. In Figura 144 sono rappresentati i limiti del dominio determinato sulla base delle prove edometriche e la legge individuata sulla base dei risultati del consolidometro:

Dal confronto si può osservare che la legge determinata mediante la prova in consolidometro:

- per valori di indice dei vuoti $e < 1.6$, restituisce valori di permeabilità contenuti all'interno del dominio definito sulla base dei dati delle prove edometriche;
- per valori di $e < 1$ restituisce valori prossimi al limite inferiore del dominio;
- per valori $e > 1.6$ è prossima al limite superiore del dominio, pertanto restituisce valori di permeabilità inferiori rispetto a quelli contenuti nel dominio individuato.

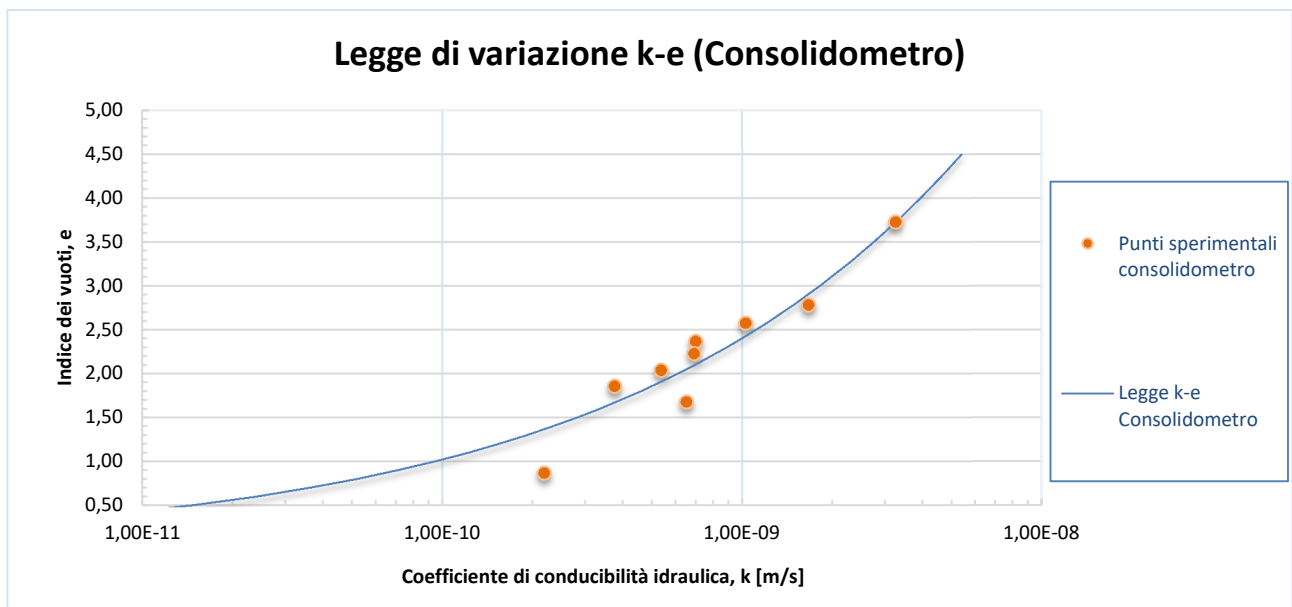


Figura 143: Legge di permeabilità di riferimento ricavata, con i dati della prova in consolidometro, sulla base della relazione di Krizek e Somogy (1984).

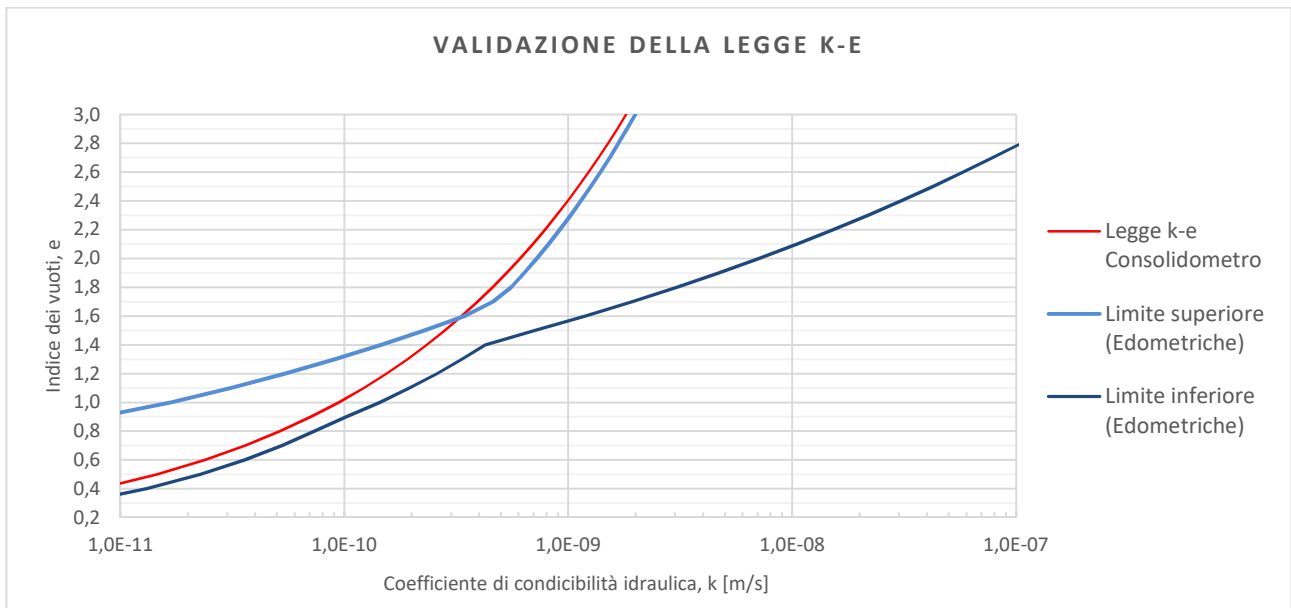


Figura 144: Grafico k-e in cui sono rappresentati: in blu e in azzurro rispettivamente il limite inferiore e superiore delle leggi di variazione della permeabilità determinate sulla base dei dati delle prove edometriche; in rosso la legge di riferimento determinata sulla base della prova in consolidometro.

5.7 Considerazioni conclusive sui risultati ottenuti

La determinazione di una legge di variazione della permeabilità consente di stimare il tempo necessario per la consolidazione del terreno e di progettare correttamente eventuali strutture e/o infrastrutture. Un'errata valutazione dei fenomeni di consolidazione potrebbe portare ad una sottostima delle sovrappressioni interstiziali residue e, di conseguenza, anche della resistenza al taglio del terreno.

Il ricorso a prove di compressione edometrica a incremento di carico per caratterizzare materiali di elevata compressibilità, come i sedimenti marini, a fronte di notevoli vantaggi di natura esecutiva, implica alcune approssimazioni il cui effetto sui risultati è stato oggetto di indagine in questa tesi.

Con tale finalità, i risultati delle prove edometriche sono stati confrontati con i risultati di prove di misura diretta della permeabilità in consolidometro.

In Figura 144 sono riportati i limiti superiore ed inferiore del dominio di variazione della legge $k-e$, individuato mediante i risultati delle prove edometriche, e la legge di permeabilità determinata dai risultati delle prove in consolidometro. Dal confronto fra i risultati ottenuti si può osservare quanto segue.

Per valori dell'indice dei vuoti $e < 1.6$, si osserva un netto restringimento del dominio, ovvero una minore variabilità del parametro k , e quindi una minore incertezza nella sua determinazione. Al contrario, per valori di $e > 1.6$, il dominio mostra un campo di variazione ben più ampio (il valore del coefficiente di conducibilità idraulica k , per un dato indice dei vuoti, può variare anche di un ordine di grandezza). Tale incertezza nella definizione del comportamento del materiale per valori di $e > 1.5 \div 1.6$ è osservabile anche nel grafico di Figura 113 (§5.4.2), che riporta la variazione del coefficiente di consolidazione in funzione dell'indice dei vuoti (c_v - e). In tale rappresentazione, per alti valori di e , si può osservare una maggiore dispersione del valore del coefficiente di consolidazione monodimensionale.

La legge di permeabilità determinata mediante la prova in consolidometro è in buon accordo con il campo di variazione individuato dal dominio per bassi valori dell'indice dei vuoti. In particolare, la piena corrispondenza tra le leggi di permeabilità determinate con le due prove si riscontra ad indici dei vuoti variabili tra $e = 1.0 \div 1.4$. A tali valori, sulla base delle legge di compressibilità "globale" individuata, sono associati livelli tensionali compresi fra 150 e 2000 kPa (vedere Figura 136, §5.5). Dal punto di vista applicativo, tali valori non sono propri delle problematiche geotecniche inerenti i riempimenti a mare.

Pertanto occorre focalizzare l'attenzione su indici dei vuoti $e > 1.5$; in tale range, la legge ricavata dalla prova in consolidometro restituisce risultati sovrapponibili a quelli del limite superiore del dominio $k-e$.

Considerando che il dominio di variazione $k-e$, per alti indici dei vuoti, mostra una dispersione molto elevata delle coppie dei valori dei valori, un approccio conservativo alla progettazione dell'intervento di consolidamento condurrebbe alla scelta del minimo valore di k . Tale scelta risulterebbe, secondo i risultati di tale sperimentazione, prossima a quella della prova di permeabilità diretta (consolidometro).

Si vuole inoltre sottolineare che, nel presente studio, si è scelto di processare separatamente i dati delle diverse prove edometriche eseguite, in modo da determinare una diversa legge di variazione della permeabilità per ogni prova. Il dominio riportato in Figura 144, rappresenta il campo di variazione descritto da tali leggi. Nella letteratura di settore, invece, per la determinazione della legge di permeabilità mediante prove edometriche, si esegue l'elaborazione di tutti i dati raccolti dalle prove per la determinazione di un'unica legge di permeabilità. In Figura 145 si riporta il confronto fra la legge così determinata e quella determinata mediante prova in consolidometro.

Dal confronto è evidente che, a parità di e , la scelta del parametro basata su un'unica legge determinata a partire dalle prove edometriche porta a una importante sovrastima della conducibilità idraulica. Tale incongruenza ha delle ripercussioni anche sulla stima delle sovrappressioni interstiziali e di conseguenza porta a sottostimare anche la resistenza al taglio del terreno.

In sintesi, la caratterizzazione del materiale effettuata determinando un'unica legge che descrive il comportamento medio del materiale, nel caso in esame, avrebbe portato a una progettazione a sfavore di sicurezza. La definizione di un dominio di variazione della permeabilità è pertanto indispensabile per una corretta progettazione degli interventi di consolidamento dei sedimenti in vasca di colmata.

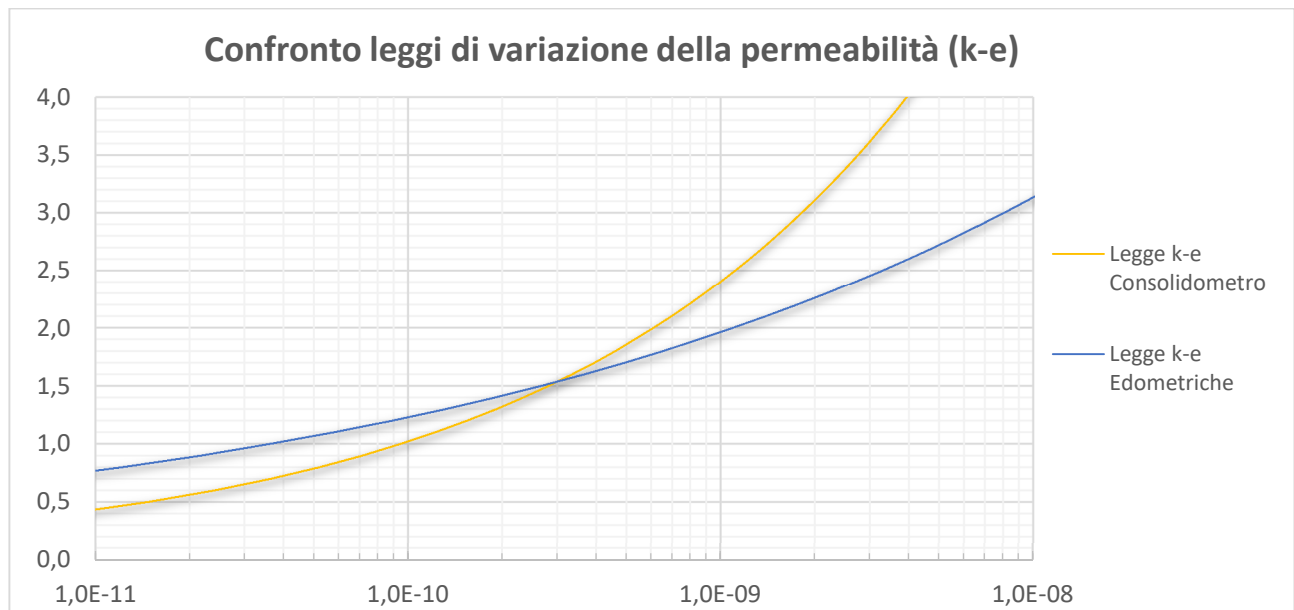


Figura 145: Confronto fra la legge $k-e$ di riferimento, determinata sulla base dei risultati del consolidometro, e quella "globale" determinata sulla base dei risultati delle prove edometriche.

Conclusioni

Il dragaggio dei sedimenti marini è un'operazione che, a causa della sempre più frequente contaminazione in ambito portuale dei materiali dragati, ha assunto nel tempo la connotazione aggiuntiva di intervento di risanamento ambientale. All'esigenza di garantire le condizioni di funzionalità legate alla navigabilità delle aree portuali, si aggiunge, quindi, quella di garantire adeguati standard di qualità dell'ambiente marino, fondamentali per ridurre i rischi legati alla contaminazione dell'ecosistema e, di riflesso, anche alla salute dell'uomo.

Le operazioni di dragaggio, per la mole di materiali da movimentare a cui c'è necessità di trovare una collocazione alternativa, hanno una grande valenza sia economica che ambientale. Pertanto, le scelte dei mezzi di scavo, di trasporto e di gestione dei materiali rimossi devono rispondere alle esigenze produttive e al contempo minimizzare il rischio per l'ambiente oltre ad essere sostenibili nel tempo.

Le finalità dell'intervento di dragaggio cambiano in base al contesto in cui ci si trova ad operare. Nei siti ordinari (non SIN) l'aspetto economico ha una maggiore rilevanza, soprattutto quando i livelli di contaminazione non sono elevati. Le grandi quantità di materiali che è necessario dragare, per ragioni di navigabilità o per ampliare le strutture portuali, pongono un problema di sostenibilità di tali operazioni nel lungo periodo. Per limitare lo scarico deliberato in mare, come prevede il sistema legislativo, è fondamentale ricorrere sistematicamente a una gestione dei sedimenti integrata con le esigenze marino-costiere che richiedono l'utilizzo di sedimenti dragati (come i ripascimenti ed il completamento dei piazzali portuali).

L'Accordo di Programma stipulato tra i comuni della Regione Marche, per la gestione dei sedimenti da dragare nei porti, è certamente un buon riferimento a riguardo. È auspicabile che la gestione integrata dei materiali di dragaggio (così come dei materiali di risulta di altre opere infrastrutturali, quali le gallerie) possa interessare l'intero territorio nazionale.

Nelle aree marittime classificate come SIN si pone, invece, un diverso problema legato ai grandi carichi di inquinamento che il sedimento solitamente presenta. In questi ambiti, il dragaggio comporta rischi intrinseci legati alla risospensione dei sedimenti durante le attività di escavo. Per tale ragione spesso ci si orienta verso altre tecnologie di risanamento in situ quali ad esempio: il recupero naturale monitorato assistito (EMNR), che sfrutta la capacità di batteri e microrganismi di degradare i contaminanti, oppure la messa in sicurezza tramite capping sottomarino, che abbatte il rischio di trasmissione della contaminazione separando il sedimento dalla colonna d'acqua.

Tali tecnologie presentano però delle limitazioni. Ad esempio, l'EMNR non è utilizzabile con alti livelli di contaminazione e ha un'efficienza fortemente legata alla tipologia dei contaminanti, in particolare è applicabile in caso di contaminazioni di tipo prevalentemente organico. Il capping sottomarino, non eliminando la contaminazione dal fondale, comporta limitazioni d'uso dell'area in cui viene installato, in modo da garantire la sua integrità ed evitare il contatto fra i sedimenti e la colonna d'acqua.

Pertanto, spesso è comunque necessario ricorrere al dragaggio in tali aree. A tale riguardo, recentemente sono state sviluppate molteplici tecnologie di escavo di tipo ambientale che riducono fortemente il rischio legato alla risospensione dei sedimenti, abbattendo così il rischio di diffusione della contaminazione durante lo svolgimento delle operazioni e rendendo praticabile il dragaggio anche in aree fortemente contaminate.

Tuttavia, il dragaggio comporta gli oneri legati alla gestione dei sedimenti asportati. In tale ambito, può essere conveniente ricorrere a trattamenti post-dragaggio che permettano la separazione della frazione granulometrica grossolana (generalmente non contaminata) da quella fine riducendo le quantità di sedimento da gestire.

Nell'ambito della trasformazione dei sedimenti contaminati in una risorsa, il ricorso alle vasche di colmata di tipo impermeabile è un'opzione di gestione praticabile; la costruzione di tali opere però risulta sostenibile solo se esse sono integrate all'interno di progetti di ampliamento delle aree portuali o nello sviluppo del tessuto urbano della città. Molti esempi, documentati in letteratura, ne testimoniano la fattibilità.

La realizzazione di tali bacini impermeabili necessita di un'oculata progettazione delle attività di controllo durante la fase esecutiva e la costante presenza in cantiere degli organi di controllo della qualità delle lavorazioni. Nonostante alcuni esempi in Italia testimonino il contrario, si ritiene che la realizzazione di tali bacini impermeabili sia possibile. A tale proposito, l'esperienza di Ancona sembra, almeno finora, aver dato risposte convincenti relativamente al requisito di impermeabilità e continuerà ad essere monitorata fino al suo completo riempimento mediante la strumentazione posta in loco.

L'obiettivo principale di questo lavoro è stato quello di intraprendere uno studio finalizzato a:

- l'ottimizzazione delle procedure operative relative al riempimento della vasca e all'allestimento di un campo prova, così da fornire dati utili alla progettazione del successivo intervento di consolidamento, previsto al termine del riempimento;
- caratterizzare il comportamento del materiale in fase di consolidazione mediante una sperimentazione di laboratorio.

In particolare, è stata studiata una soluzione per la divisione della vasca in settori mediante barriere in grado di offrire un adeguato confinamento durante la fase di consolidazione. La soluzione scelta è consistita in un tubolare in geosintetico, riempito con sedimento già presente in vasca, posto in opera per delimitare il primo settore dove sarà allestito il campo prova. Tale soluzione si è rivelata una valida scelta progettuale in quanto ha permesso di non ridurre la capacità ricettiva della vasca.

L'allestimento di un campo prova è molto importante per ottimizzare le fasi operative relative al riempimento della vasca e per mettere a punto la migliore tecnologia per il consolidamento dei sedimenti. L'obiettivo deve essere quello di anticipare le possibili problematiche operative, ambientali ed economiche che possono sorgere in fase esecutiva.

Dopo il riempimento, per riutilizzare l'area è necessario eseguire interventi di consolidamento; nel caso di materiali a matrice fine, è fondamentale caratterizzare correttamente il materiale, in modo da poterne prevedere il comportamento durante la fase di consolidazione.

Infatti, i sedimenti che si trovano inizialmente allo stato sciolto con consistenza liquida sono soggetti a deformazioni elevate e necessitano di essere studiati e modellati mediante una teoria della consolidazione che tenga in conto le grandi deformazioni. Tuttavia, tali teorie necessitano di una approfondita conoscenza delle leggi di variazione della compressibilità e della permeabilità del materiale. La prova di laboratorio per la determinazione diretta di tali leggi (Seepage Induced Consolidation Test), richiede tempi di esecuzione molto lunghi e apparecchiature non comunemente presenti nei normali laboratori geotecnici. Per questi motivi, il ricorso alla prova SICT è incompatibile con i normali tempi di progettazione ed esecuzione dei riempimenti a mare.

La sperimentazione in laboratorio ha perciò avuto l'obiettivo di determinare una procedura di caratterizzazione più veloce basata su prove semplici e di comune utilizzo. In particolare, l'utilizzo di prove edometriche classiche e di prove di sedimentazione ha portato alla definizione di *leggi costitutive di consolidazione*.

Le leggi di variazione della compressibilità determinate dalle prove sperimentali sono risultate comparabili con quelle presenti in letteratura per materiali della stessa tipologia.

Per validare la legge di variazione della permeabilità è stato effettuato un confronto tra le leggi di permeabilità determinate a partire dai risultati delle prove edometriche e una legge di riferimento, determinata sulla base di risultati di prove in consolidometro.

Dal confronto è emerso che, per valori di indice dei vuoti di interesse per i problemi in esame, la legge di riferimento restituisce valori di permeabilità più bassi rispetto a quelli determinati mediante i risultati delle prove di compressione edometriche. Tuttavia, l'approccio seguito per l'elaborazione dei dati che ha portato alla definizione di un dominio di variazione $k-e$, piuttosto che di una singola legge di permeabilità "media",

porta sicuramente dei vantaggi dal punto di vista pratico, in quanto il limite superiore del dominio ben approssima i valori di permeabilità restituiti dalla legge di riferimento.

Nel caso in esame, il ricorso a questa veloce procedura di caratterizzazione, anziché alle più sofisticate prove SICT, risulta ancora più importante in quanto il completamento della vasca di colmata sarà effettuato con molti materiali di diversa provenienza, i quali devono essere tutti caratterizzati per la definizione del modello di consolidazione dell'intera vasca di colmata.

I risultati di laboratorio presentati sono fondamentali anche perché sono preliminari al campo prova dove si potrà valutare l'influenza del fattore scala che, secondo la letteratura, ha un effetto non trascurabile per questi materiali. In particolare, tale effetto potrà essere valutato sulla base di osservazioni in grande scala mediante la realizzazione del campo prova strumentato in cui sarà simulato il processo di precarico monitorando i cedimenti che si svilupperanno.

Bibliografia

- Abu-Hejleh, A.N., Znidarčić, D., and Barnes, B.L. 1996. Consolidation Characteristics of Phosphatic Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, **122**(4): 295–301. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:4(295).
- Been, K. 1980. Stress strain behaviour of a cohesive soil deposited under water. Ph.D Thesis. University of Oxford.
- Berilgen, S.A., Berilgen, M.M., and Ozaydin, I.K. 2006. Compression and permeability relationships in high water content clays. *Applied Clay Science*, **31**(3–4): 249–261. doi:10.1016/j.clay.2005.08.002.
- Biot, M.A., and Willis, D.G. 1957. The elastic coefficients of the theory of consolidation. *J. appl. Mech*, **24**: 594–601.
- Bray, R.N., Bates, A.D., and Land, J.M. 1996. Dredging: A handbook for engineers. *In Dredging*. doi:10.1016/B978-034054524-9/50027-0.
- Cianca, C. 2015. Le vasche di colmata. Aspetti geotecnici. Ph.D Thesis. Università Politecnica delle Marche.
- Convention, O. 1992. Convention for the Protection of the Marine Environment of the North-East Atlantic. *OSPAR Convention*, (July 1998): 33.
- Davis, E.H., and Raymond, G.P. 1965. A non-linear theory of consolidation. *Geotechnique*, **15**(2): 161–173. Thomas Telford Ltd.
- Dotto, M. 2013. Sulla tecnica del dragaggio ambientale. Alcuni casi di studio nella Regione Veneto. Ph.D Thesis. Università degli studi di Padova.
- Felici, M., Domizi, J., Di Sante, M, Mazzieri, F 2017. Consolidamento di sedimenti marini in vasca di colmata. Attività sperimentali e risultati preliminari. Atti del Convegno VII IAGIG, 19-20 Maggio 2017.
- Ganesalingam, D., Arulrajah, A., Ameratunga, J., Boyle, P., and Sivakugan, N. 2011. Geotechnical properties of reconstituted dredged mud. *Proceedings from the Pan-AM CGS Geotechnical Conference* (pp. 1-7). Toronto, Canada: Pan-Am CGS 2011 Organizing Committee.
- Gibson, R.E., England, G.L., and Hussey, M.J.L. 1967. The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays. *Géotechnique*, **17**(3): 261–273. doi:10.1680/geot.1967.17.3.261.
- Gibson, R.E., Schiffman, R.L., and Cargill, K.W. 1981. The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. *Canadian Geotechnical Journal*, **18**: 280–293. doi:10.1139/t81-030.
- Hawladar, B.C., Muhunthan, B., and Imai, G. 2008. State-dependent constitutive model and numerical solution of self-weight consolidation. *Géotechnique*, **58**(2): 133–141. Thomas Telford Ltd.
- Imai, G. 1979. Development of a new consolidation test procedure using seepage force. *Soils and Foundations*, **19**(3): 45–60. THE JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY.
- Imai, G. 1980. Settling behaviour of clay suspension. *Soils and Foundations*, **20**(2): 61–77. doi:10.1248/cpb.37.3229.
- IMAI, G. 1981. Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials. *Soils and Foundations*, **21**(1): 7–20. THE JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY.

- Janbu, N. 1965. Consolidation of clay layers based on non-linear stress-strain. *In* Proceedings 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal. pp. 83–87.
- Krizek, R.J., and Somogyi, F. 1984. Perspectives on modelling consolidation of dredged materials. *In* Sedimentation Consolidation Models—Predictions and Validation: ASCE. pp. 296–332.
- Kynch, G.J. 1952. A theory of sedimentation. *Transactions of the Faraday society*, **48**: 166–176. Royal Society of Chemistry.
- Lambe, T.W., and Whitman, R. V. 2008. Soil mechanics SI version. John Wiley & Sons.
- Lancellotta, R. 2004. *Geotecnica*. Zanichelli.
- de Lillis, A., and Miliziano, S. 2016. Geotechnical aspects of the design of the containment area of the port of Gaeta. *ITALIAN GEOTECHNICAL JOURNAL-RIVISTA ITALIANA DI GEOTECNICA*, **50**(4): 3–22.
- de Lillis, A., Miliziano, S., Flora, A., and Fasano, G. 2017. Reclamation of a containment area: measurements and back analysis of the height of dredged mud.
- Liu, J.-C., and Znidarcic, D. 1991. Modeling one-dimensional compression characteristics of soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**(1): 162–169. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(162).
- Lo, K.Y. 1960. Discussion on Rowe, measurement of the coefficient of consolidation of lacustrine clay. *Geotechnique*, **10**(1): 36–39.
- Merckelbach, L.M., and Kranenburg, C. 2004. Determining effective stress and permeability equations for soft mud from simple laboratory experiments. *Géotechnique*, **54**(9): 581–591. Thomas Telford Ltd.
- Mikasa, M. 1963. Consolidation theory for nonhomogeneous clay layer. *In* Proc. of Autumn Convention of JSSMFE. pp. 41–43.
- Mikasa, M. 1965. The consolidation of soft clay—a new consolidation theory and its application.
- Mitchell, J.K., and Gallagher, P.M. 1998. Guidelines for ground improvement of civil works and military structures and facilities. Publication No. ETL 1110-1, **185**.
- Mitchell, J.M., and Jardine, F.M. 2002. A guide to ground treatment. CIRIA London.
- Palermo, M.R., Schroeder, P.R., Estes, T.J., and September, N.R.F. 2008. Technical Guidelines for Environmental Dredging of Contaminated Sediments. Environmental Laboratory ERDC/EL TR-08-29, (September): 1–302.
- Pane, V., Croce, P., Znidarcic, D., Ko, H.Y., Olsen, H.W., and Schiffman, R. Lo. 1983. Effects of consolidation on permeability measurements for soft clay. *Geotechnique*, **23**(1).
- Pane, V., and Schiffman, R.L. 1985. A note on sedimentation and consolidation. *Géotechnique*, **35**(1): 69–72. Telford.
- Pasqualini E., Cianca C., Fratolocchi F., (2014). Fanghi di dragaggio e casse di colmata. Giornata di studio: Il contributo della geotecnica alla protezione del sottosuolo dagli inquinanti. AGI, Napoli
- Peet, G. 1991. London Dumping Convention. *Marine Pollution Bulletin*, **22**(2): 56–58. Elsevier.
- Romano, E., and Gabellini, M. 2001. Analisi delle caratteristiche granulometriche-Sedimenti, scheda 3. Metodologie Analitiche di Riferimento del Programma di Monitoraggio per il controllo dell’ambiente marino costiero (triennio 2001–2003). Ministero dell’Ambiente e della Tutela del Territorio, ICRAM,.
- Skempton, A.W. 1960. Significance of Terzaghi’s concept of effective stress (Terzaghi’s discovery of effective stress) in: From theory to practice in soil mechanics. Wiley, New York London.

Taylor, D. 1948. *Fundamentals of soil mechanics*. Chapman And Hall, Limited.; New York.

Terzaghi, K. 1925. Settlement and consolidation of clay. In: *Principles of soil mechanics*, vol IV. McGraw-Hill New York.

Toorman, E.A. 1996. Sedimentation and self-weight consolidation: constitutive equations and numerical modelling. *Géotechnique*, **49**(6): 709–726. Thomas Telford Ltd.

Toorman, E.A. 1999. Sedimentation and self-weight consolidation: constitutive equations and numerical modelling. *Géotechnique*, **49**(6): 709–726. Thomas Telford Ltd.

Toorman, E.A., and Huysentruyt, H. 1994. Towards a new constitutive equation for effective stress in self-weight consolidation. Intercoho conference. John Wiley & Sons.

Vergote, T., and Mengé, P. 2015. Application of large strain consolidation theory in soft soil reclamation. *Advances in Soft Ground Engineering*, (December). doi:10.3850/978-981-09-7520-3.

Verruijt, A. 1995. Theory of Consolidation. In *Computational Geomechanics*. Springer. pp. 8–34.

Znidarcic, D., Abu-Hejleh, A.N., Fairbanks, T., and Roberson, A. 1992. Seepage induced consolidation test, equipment description and user's manual. Prepared for Florida Institute of Phosphate Research, University of Colorado, Boulder,.

ASTM, C. 2002. 5856-95, Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter, Annual Book of ASTM. ASTM.

ASTM, D. 1994. 4318–93 (1994). Standard test method for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils. Annual book of ASTM Standards, **4**: 551–561.

ASTM, D. 1996. 2435-96. Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils. ASTM International,.

ASTM, D. 2010. 854-10. Standard test methods for Specific gravity of soil solids by water pycnometer. ASTM International D854-10,.

ASTM, D. 2011. 2487 (2006) Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). Book of Standards, **4**(8).

ASTM D7928 - 17. 2016. Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis. American Society for Testing and Materials, **D7928-16**(May 2016): 1–24. doi:10.1520/D7928-16.

dei Minis, P. del C. (n.d.). INIZIATIVA DI STUDIO SULLA PORTUALITA' ITALIANA.

D. 15 Luglio 2016, n. 172. Ministero dell' Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare Regolamento recante la disciplina delle modalita' e delle norme tecniche per le operazioni di dragaggio nei siti di interesse nazionale, ai sensi dell' articolo 5-bis, comma 6, della legge 28 gennaio 1994, n. 84.

D. 15 Luglio 2016, n. 173. Ministero dell' Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare Regolamento recante modalita' e criteri tecnici per l' autorizzazione all' immersione in mare dei materiali di escavo di

fondali marini.

Decreto attuativo dell'art. 109, comma 2 lettera a), D.lgs. 152/2006 e ss.mm.ii. Allegato Tecnico.

D.M. 07 Novembre 2008. Ministero dell'Ambiente e della Tutela del Territorio e del Mare Disciplina delle operazioni di dragaggio nei siti di bonifica di interesse nazionale, ai sensi dell'articolo 1, comma 996, della legge 27 dicembre 2006, n. 296.

Comitato Interministeriale per la Programmazione Economica (CIPE). 2014. INIZIATIVA DI STUDIO SULLA PORTUALITA' ITALIANA.

Lgs, D. 1999. Decreto legislativo 11 maggio n. 152. Disposizioni sulla tutela delle acque dall'inquinamento e recepimento della Direttiva, **91**: 271. (Abrogato)

Lgs, D. 2006. 152/2006. Decreto legislativo, (152).

Ispra. 2007. Manuale per la movimentazione dei sedimenti marini. *In* The effects of brief mindfulness intervention on acute pain experience: An examination of individual difference. doi:10.1017/CBO9781107415324.004.

Indice delle figure

Figura 1: Fabbisogno di dragaggio dei principali porti italiani (Fonte: Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e Finanza, 2015).....	7
Figura 2: Analisi delle modalità di trasporto delle merci per l'anno 2011 (Fonte: Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e Finanza, 2015).....	8
Figura 3: Numero di container movimentati nel Porto di Ancona in un anno (Fonte: Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e Finanza, 2015.).....	9
Figura 4: Tabella riportata nell'allegato al D.M. 173/2016 per la sintesi delle informazioni relative alle singole operazioni di dragaggio precedentemente effettuate nell'area.	14
Figura 5: Scheda riportata nel D.M. 173/2016 in cui si riportano le informazioni sintetiche sulla programmazione delle attività di movimentazione e gestione dei materiali.	14
Figura 6: Quadro generale per la caratterizzazione, classificazione e gestione dei materiali (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).....	15
Figura 7: Esempio di posizionamento delle diverse tipologie di aree unitarie.	16
Figura 8: Parametri chimici standard da analizzare (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).	19
Figura 9: Livelli chimici di riferimento nazionali (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).	20
Figura 10: Parametri fisici e relative specifiche (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).	20
Figura 11: Classificazione della qualità dei sedimenti secondo i criteri di integrazione ponderata (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).	21
Figura 12: Classificazione della qualità dei sedimenti basata sui criteri tabellari [C] = concentrazione chimica (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).	21
Figura 13: Opzioni di gestione compatibili con la classificazione di qualità del sedimento da dragare (Fonte: Allegato I al D.M. 173/2016).	22
Figura 14: Caratteristiche principali di una draga a secchie (Bray et al. 1996).	29
Figura 15: Dettaglio della parte finale della catenaria: le secchie arrivate a contatto con il fondale, vi penetrano e il materiale ricade al loro interno (Bray et al. 1996).....	29
Figura 16: Draga a secchie "Ajax", dotata di secchie della capacità di 700 litri, mentre lavora al Porto di Belfast (Irlanda del Nord) (Bray et al. 1996).....	30
Figura 17: Caratteristiche principali di una draga a benna mordente o a grappo di tipo stazionario (Bray et al. 1996).	31
Figura 18: Caratteristiche principali di una draga a benna mordente o a grappo di tipo semovente (Bray et al. 1996).	31

Figura 19: Draga a benna mordente o a grappo “Bestla” impiegata nei lavori di dragaggio di ampliamento a Jurong Island (Repubblica di Singapore) (Bray et al. 1996).	32
Figura 20: Caratteristiche principali di una draga a benna o a cucchiaio (Bray et al. 1996).	33
Figura 21: Caratteristiche principali di una draga aspirante/refluente stazionaria (Bray et al. 1996).	35
Figura 22: Draga aspirante/refluente stazionaria “ED 250 D-WJ”.	35
Figura 23: Caratteristiche principali di una draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore (Bray et al. 1996).	36
Figura 24: Esempi di varie tipologie di teste taglianti di una draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore (Bray et al. 1996).	37
Figura 25: Draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore “Leonardo da Vinci” durante i lavori di riempimento per la realizzazione del ponte Storebaelt (Danimarca) (Bray et al. 1996).	38
Figura 26: Caratteristiche principali di una draga aspirante semovente con pozzo di carico (Bray et al. 1996).	39
Figura 27: Draga aspirante semovente con pozzo di carico “Alexander von Humboldt” durante i lavori di land reclamation di Palm Jebel Ali Island a Dubai (Emirati Arabi Uniti).	40
Figura 28: Esempi di draghe anfibiae (Bray et al. 1996).	41
Figura 29: Draga ad iniezione idraulica “Jetsed” durante i lavori di dragaggio a Harwich Haven (Regno Unito) (Bray et al. 1996).	42
Figura 30: Fattori che incidono sulle prestazioni delle draghe aspiranti/refluenti stazionarie con disgregatore (Bray et al. 1996).	43
Figura 31: Spazio necessario all’oscillazione di una draga aspirante/refluente stazionaria con disgregatore.	45
Figura 32: Ecobucket.	56
Figura 33: Cable Arm’s Environmental Clamshell.	58
Figura 34: Disc bottom dredger (Dotto 2013).	59
Figura 35: Sweep dredger.	60
Figura 36: Scoop dredger.	61
Figura 37: Environmental auger dredger.	62
Figura 38: Illustrazione del principio di funzionamento delle pompe idrostatiche (Bray et al. 1996).	65
Figura 39: a) Testa di dragaggio per fori. b) Testa di dragaggio per trascinamento.	66
Figura 40: Schema di funzionamento tecnologia Limpidh2o.	68
Figura 41: Fattori che influiscono sulla scelta della tecnologia di dragaggio ambientale (Palermo et al. 2008. U.S. Army. Technical guidelines for environmental dredging of contaminated sediments).	69

Figura 42: Ancona (2003), collegamento stradale ferroviario della nuova darsena – Riempimento di estensione pari a circa 12000m ²	85
Figura 43: Ancona (2015), vasca di colmata all'interno dell'area commerciale del porto di Ancona in adiacenza al precedente riempimento a mare.	86
Figura 44: Sintesi dei risultati della caratterizzazione eseguita nei porti dei comuni della Regione Marche che hanno aderito all'Accordo di Programma per i dragaggi e lo sviluppo sostenibile delle aree portuali. ..	88
Figura 45: Osaka Bay e localizzazione del Kansai International Airport.....	91
Figura 46: Osaka, vista aerea dell'aeroporto di Osaka.....	92
Figura 47: Osaka, l'isola artificiale nella prima e seconda fase.....	92
Figura 48: Osaka, sezione trasversale della cinturazione.....	93
Figura 49: Osaka, prime fasi di costruzione dell'isola (Cianca 2015).....	93
Figura 50: Progetti di land reclamation nell'isola di Singapore.....	94
Figura 51: Montecarlo, il quartiere di Fontvieille.....	95
Figura 52: Montecarlo, fasi di riempimento dell'area.....	95
Figura 53: Ancona, espansione della darsena commerciale del porto di Ancona dal 2000 ad oggi.	96
Figura 54: Ancona, progetto preliminare della realizzazione della nuova banchina per l'ormeggio delle grandi navi da crociera nel porto di Ancona.	97
Figura 55: Ancona, progetto preliminare del lungomare di collegamento fra il Porto Turistico e Torrette.98	
Figura 56: Grande frana di Ancona (immagine lungomare, 1982). Ipotesi di riempimento a mare per il miglioramento della stabilità della grande frana di Ancona.	99
Figura 57: Stratigrafia tipo - Particolare costruttivo del palancoleato a mare (Pasqualini et al. 2014).	100
Figura 58: Planimetria palancoleato.....	100
Figura 59: Trattamento con Roxan per palancole con sezione a Z (sopra) e sezione a U (sotto) (Cianca 2015).	102
Figura 60: Stoccaggio in cantiere delle palancole trattate (Cianca 2015).....	102
Figura 61: Sezione trasversale della prova di tenuta del giunto (Cianca 2015).	103
Figura 62: Particolare progettuale prova di tenuta (Cianca 2015).....	103
Figura 63: Fasi della prova di tenuta del giunto.	105
Figura 64: Sistema Dixeran: a) perno alla base, b) cavo elettrico alla testa, c) unità di monitoraggio.....	107
Figura 65: Schema di installazione degli elementi che compongono il sistema Dixeran.....	107
Figura 66 Prova di funzionamento sistema Dixeran in cantiere.	108
Figura 67: Rivestimento epossidico per le palancole lato mare.	109
Figura 68: Taratura spessimetro e svolgimento prova.....	109
Figura 69: Monitoraggio del livello della vasca di colmata e dei contenitori posti in sito	110

Figura 70: Alcune schermate prese dalla piattaforma web per la pubblicazione dei dati del monitoraggio in atto presso la Vasca di Colmata di Ancona. (Autorità di Sistema Portuale del Mare Adriatico Centrale Sito web: http://webgisap.an.ismar.cnr.it)	111
Figura 71: Esempio di rielaborazione dei dati per il mese di Maggio.	114
Figura 72: Confronto fra il livello interno della vasca (linea in blu) e le precipitazioni registrate (istogramma in arancione) per il trimestre Aprile-Giugno.	114
Figura 73: Confronto fra il livello interno della vasca (linea in blu) e le precipitazioni registrate (istogramma in arancione) per il trimestre Luglio-Settembre.	115
Figura 74: Studio dell'influenza della salinità sull'evaporazione dell'acqua ad una temperatura di 20°C.	115
Figura 75: Conferimento da draga stazionaria (o anche semovente) di tipo idraulico mediante tubazione.	119
Figura 76: Conferimento su draga semovente mediante "bocca di lancio".	119
Figura 77: Conferimento da motopontone con gru con benna bivalve.	120
Figura 78: Classificazione delle tecniche di consolidamento dei terreni.	123
Figura 79: Classificazione metodi di miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni in funzione della granulometria (Mitchell and Gallagher 1998).	123
Figura 80: Calcolo del tempo di permanenza del sovraccarico, t_q , perché si sviluppi il cedimento atteso per il carico di esercizio p_{es}	125
Figura 81: Sovrappressioni interstiziali al momento della rimozione del sovraccarico: in prossimità dei contorni drenanti si sviluppano delle Δu negative, mentre al centro dello strato le Δu rimangono positive.	126
Figura 82: Schema di applicazione del vacuum preloading (Menard Vacuum Consolidation).	127
Figura 83: Confronto fra gli stress path tipici del sovraccarico e della consolidazione mediante il vuoto.	127
Figura 84: Sezione trasversale di un dreno prefabbricato (Geodrain).	129
Figura 85: Vasca di colmata, area di intervento.	130
Figura 86: Planimetria della vasca; in basso, nell'area contrassegnata con il n.4, sarà realizzato il campo prova.	131
Figura 87: Sezione della vasca di colmata con i profili dei fondali rilevati nel 2014 e nel 2016.	132
Figura 88: Sequenza operativa delle operazioni di precarico (Felici e Domizi 2017).	133
Figura 89: Schematizzazione del processo di disidratazione all'interno del geotessile tubolare.	135
Figura 90: Tubo nelle prime fasi del riempimento: si stanno iniziando le operazioni di pompaggio e il tubo è ancora steso sulla superficie dell'acqua. In secondo piano è visibile la condotta e la zattera utilizzata per le operazioni in vasca di colmata.	136
Figura 91: Posizionamento dei sacchi all'estremità del tubo sul lato terra (gennaio 2017).	137

Figura 92: Situazione attuale (ottobre 2017).	137
Figura 93: Caratteristiche della sedimentazione di miscele di acqua e argilla (IMAI 1981).....	142
Figura 94: Effetto del contenuto d'acqua iniziale sul tempo di flocculazione e sulla velocità di abbassamento dell'interfaccia sedimento acqua limpida (Imai 1980).	144
Figura 95: Modello analogico idromeccanico per l'analisi di ripartizione degli sforzi tra le fasi solida e liquida, e del processo di consolidazione del terreno (Lambe and Whitman 2008).....	148
Figura 96: Grado di consolidazione U_z in funzione del fattore di tempo, T_v , e di z/H (Taylor 1948).	153
Figura 97: Valori tabulati della soluzione dell'equazione $U_m = f(T_v)$ per il caso di isocrona iniziale costante con la profondità con 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).	154
Figura 98: Coordinate lagrangiane e convettive: (a) configurazione iniziale; (b) configurazione al tempo t (Gibson et al. 1981).	157
Figura 99: Forma del coefficiente β	160
Figura 100: Curva granulometrica del sedimento analizzato.....	166
Figura 101: Determinazione del limite liquido del materiale che non ha subito il processo di essiccazione.	168
Figura 102: Determinazione del limite liquido del materiale che ha subito il processo di essiccazione. ..	169
Figura 103: Dati delle 7 prove riassunte in Tabella 14 relativi a tutto il periodo di sedimentazione e consolidazione sotto il proprio peso.	176
Figura 104: Dati relativi alla sperimentazione condotta da Imai (1980) in cui si può osservare la variazione qualitativa della velocità di sedimentazione nelle prime fasi, in funzione del grado di diluizione iniziale... 176	176
Figura 105: Prove eseguite in acqua salata all'interno dei cilindri in vetro; andamento della superficie di separazione fra la sospensione e l'acqua chiara al di sopra di essa nel tempo; si può osservare come il rapporto di diluizione iniziale influenzi in maniera significativa la variazione del processo di sedimentazione.....	177
Figura 106: Dati relativi alle prime 5 ore di sedimentazione di due prove, una delle quali svolta in acqua di mare e l'altra svolta in acqua distillata.....	178
Figura 107: Fasi iniziali di due prove di sedimentazione: a sinistra in acqua distillata; a destra in acqua di mare.....	178
Figura 108: Schematizzazione campione sotto consolidazione edometrica.....	179
Figura 109: Procedura B di preparazione dei provini: fase preliminare alla prova di consolidazione edometrica, in cui il campione viene fatto assestare sotto il peso della pietra porosa superiore e della testa in acciaio, utilizzata per l'applicazione del carico durante la prova edometrica.....	182
Figura 110: Esempio di costruzione di Casagrande per la determinazione del C_v	184

Figura 111: Grafico che riporta gli indici dei vuoti misurati al termine del processo di consolidazione in funzione della tensione efficace applicata.	187
Figura 112: Grafico che mostra la distribuzione del modulo edometrico in funzione della tensione verticale applicata.	188
Figura 113: Grafico che riporta i coefficienti di consolidazione monodimensionali c_v in funzione dell'indice dei vuoti medio dello step di consolidazione considerato. Si può notare come all'aumentare dell'indice dei vuoti aumenti anche la dispersione dei dati.	188
Figura 114: Grafico che riporta gli indici di compressione secondaria calcolati in funzione dell'indice dei vuoti al termine della consolidazione dello step considerato.....	189
Figura 115: Valori indicativi, del rapporto C_α/C_c (Lancellotta 2004).	189
Figura 116: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 1.....	190
Figura 117: Grafico tensioni efficaci-indice dei vuoti Edometrica 1.....	191
Figura 118: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 2.....	192
Figura 119: Grafico tensioni efficaci-indice dei vuoti Edometrica 2.....	193
Figura 120: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 3.....	194
Figura 121: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 3.....	195
Figura 122: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 4.....	196
Figura 123: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 4.....	197
Figura 124: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 5.....	198
Figura 125: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 5.....	199
Figura 126: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 6.....	200
Figura 127: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 6.....	201
Figura 128: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 7.....	202
Figura 129: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 7.....	203
Figura 130: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 8.....	204
Figura 131: Grafico tensioni efficaci-indice dei vuoti Edometrica 8.....	205
Figura 132: Grafico cedimenti-tempo Edometrica 9.....	206
Figura 133: Grafico tensioni efficaci- indice dei vuoti Edometrica 9.....	207
Figura 134: Modelli costitutivi per l'analisi dei fenomeni di consolidazione (Hawlder et al. 2008).	209
Figura 135: Punti sperimentali utilizzati: sulla sinistra, in rosso, i punti sperimentali ricavati dalle prove di sedimentazione; sulla destra, in blu, i punti sperimentali ricavati dalle prove edometriche.....	210
Figura 136: Legge di variazione della compressibilità del materiale determinata interpolando tutti i dati sperimentali ricavati.	211
Figura 137: Leggi di variazione della compressibilità determinate dai risultati delle prove edometriche.	212

Figura 138: Dominio di variazione del comportamento del materiale confrontato con la legge ricavata processando tutti i dati a disposizione contemporaneamente.....	213
Figura 139: Legge di permeabilità ricavata con i dati a disposizione secondo la relazione di Krizek e Somogy.	214
Figura 140: Leggi di permeabilità ricavate dai dati delle edometriche eseguite.	215
Figura 141: Dominio di variazione delle leggi determinate per ciascuna serie di dati relative alle prove edometriche eseguite. I limiti individuati, superiore ed inferiore, corrispondono al massimo e al minimo valore di permeabilità associabile a ciascuno stato di addensamento, individuati sulla base delle leggi determinate.....	216
Figura 142: (a) Schema delle parti essenziali di un consolidometro (permeometro a pareti rigide). (b) Consolidometro utilizzato per l'esecuzione delle prove.	218
Figura 143: Legge di permeabilità di riferimento ricavata, con i dati della prova in consolidometro, sulla base della relazione di Krizek e Somogy (1984).	219
Figura 144: Grafico $k-e$ in cui sono rappresentati: in blu e in azzurro rispettivamente il limite inferiore e superiore delle leggi di variazione della permeabilità determinate sulla base dei dati delle prove edometriche; in rosso la legge di riferimento determinata sulla base della prova in consolidometro.....	220
Figura 145: Confronto fra la legge $k-e$ di riferimento, determinata sulla base dei risultati del consolidometro, e quella "globale" determinata sulla base dei risultati delle prove edometriche.....	222

Indice delle tabelle

Tabella 1: Traffico totale di merci per modalità di trasporto (Fonte: Iniziativa di studio sulla portualità italiana. Ministero delle infrastrutture e dei trasporti e Finanza, 2015).....	8
Tabella 2: Risultati della caratterizzazione dei porti. Volumi di sedimento da dragare divisi per Classi di qualità (secondo le indicazioni del Manuale per la movimentazione dei sedimenti marini, allora in vigore).	88
Tabella 3: Caratteristiche distintive di tipologie di sedimentazione per materiali argillosi.....	143
Tabella 4: Valori medi e Peso di volume e salinità dell'acqua di mare.	161
Tabella 5: Determinazione del peso di volume.	162
Tabella 6: Determinazione contenuto d'acqua.	163
Tabella 7: Limiti per l'analisi granulometrica dei sedimenti marini, riportati nelle indicazioni ICRAM.	164
Tabella 8: Risultati della setacciatura.....	164
Tabella 9: Dati di partenza dell'aerometria.....	165
Tabella 10: Risultati dell'aerometria eseguita sul passante al setaccio #230.	165
Tabella 11: Determinazione limite liquido e limite plastico dei sedimenti che non hanno subito il processo di essiccazione in forno.	167
Tabella 12: Determinazione limite liquido e limite plastico dei sedimenti dopo l'essiccazione in forno.	168
Tabella 13: Valori della frazione organica determinati su n°3 campioni di sedimento.	169
Tabella 14: Dati riassuntivi delle prove di sedimentazione eseguite in acqua salata.	175
Tabella 15: Presentazione delle prove eseguite ed elaborate: tabella riassuntiva delle principali peculiarità.	183
Tabella 16: Dati riassuntivi delle prove edometriche eseguite; sono indicati il valore minimo, il massimo, la media e la deviazione standard dei parametri riportati.....	186
Tabella 17: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 1.....	190
Tabella 18: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 2.....	192
Tabella 19: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 3.....	194
Tabella 20: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 4.....	196
Tabella 21: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 5.....	198
Tabella 22: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 6.....	200
Tabella 23: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 7.....	202
Tabella 24: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 8.....	204
Tabella 25: Risultati dei parametri stimati dalla prova Edometrica 9.....	206
Tabella 26: Parametri A, B e C risultanti dalle elaborazioni effettuate.....	212

Tabella 27: Parametri delle relazioni di permeabilità determinate in funzione dei dati di ciascuna edometrica.	215
Tabella 28: Permeabilità misurate in consolidometro associate allo stato di addensamento corrispondente del provino.....	218

APPENDICE A

Prove di sedimentazione: dati registrati

Tabella A 1: Tabella riassuntiva delle prove di sedimentazione eseguite in acqua di mare.

	1	2	3	4	5	6	7
peso secco	100,00 g	150,00 g	200,00 g	250,00 g	300,00 g	460,00 g	561,40 g
peso umido	193,30 g	289,95 g	386,60 g	483,25 g	579,90 g	889,18 g	1085,19 g
Vol. acqua	1000 ml	800 ml	800 ml	700 ml	500 ml	1400 ml	1200 ml
γ_s	2,735 g/ml	2,735 g/ml	2,735 g/ml	2,735 g/ml	2,735 g/ml	2,735 g/ml	2,735 g/ml
γ_w	1,025 g/ml	1,025 g/ml	1,025 g/ml	1,025 g/ml	1,025 g/ml	1,025 g/ml	1,025 g/ml
Rd (Rapporto di diluizione)	2984%	1708%	1343%	1015%	705%	1081%	834%
Rint	3,025 cm	3,025 cm	3,025 cm	3,025 cm	3,025 cm	2,6 cm	2,6 cm
h_{10gg}	5,85 cm	9,10 cm	11,80 cm	17,40 cm	21,00 cm	40,80 cm	52,00 cm
h_{170gg}	5,30 cm	8,25 cm	10,80 cm	13,30 cm	15,40 cm	/	39,70 cm
γ_{170gg}	1,435 g/ml	1,420 g/ml	1,428 g/ml	1,434 g/ml	1,449 g/ml	/	1,441 g/ml
$\sigma'_{v,media}$	0,11 kPa	0,16 kPa	0,22 kPa	0,27 kPa	0,33 kPa	/	0,83 kPa
$e_{medio,finale}$	3,17	3,33	3,25	3,18	3,04	/	3,11

Prova di sedimentazione n. 1

Minuti	H sosp. [cm]	e
0,10	38,70	29,439
0,50	38,60	29,360
0,75	38,50	29,282
1,00	38,30	29,124
1,50	37,95	28,849
2,00	37,50	28,495
2,50	37,10	28,181
3,00	36,70	27,866
3,50	36,30	27,551
4,00	35,95	27,276
4,50	35,60	27,001
5,00	35,35	26,804
5,50	34,95	26,489
6,00	34,60	26,214
6,50	34,35	26,018
7,00	34,00	25,742
7,50	33,75	25,546
8,00	33,40	25,270
8,50	33,20	25,113
9,00	32,90	24,877
9,50	32,55	24,602
10,00	32,35	24,444
11,00	31,85	24,051
12,00	31,40	23,697
13,00	30,85	23,265
14,00	30,40	22,911
15,00	29,95	22,557
16,00	29,50	22,203
17,00	29,00	21,810
18,00	28,55	21,456
19,00	28,15	21,141
20,00	27,70	20,787
22,00	26,90	20,158
24,00	26,10	19,529
26,00	25,30	18,899
28,00	24,50	18,270
30,00	23,35	17,366
32,00	23,00	17,090
34,00	22,30	16,540
36,00	21,60	15,989
38,00	20,90	15,439
40,00	20,30	14,967
42,00	19,65	14,455
44,00	19,00	13,944
46,00	18,45	13,512
48,00	18,00	13,158
50,00	17,55	12,804
55,00	16,70	12,135
60,00	15,90	11,506
65,00	15,10	10,877

Minuti	H sosp. [cm]	e
70,00	14,50	10,405
75,00	14,00	10,012
80,00	13,75	9,815
85,00	13,50	9,618
90,00	13,30	9,461
95,00	13,10	9,304
100,00	12,95	9,186
110,00	12,65	8,950
120,00	12,40	8,753
130,00	12,15	8,556
140,00	11,90	8,360
150,00	11,70	8,202
180,00	11,30	7,888
240,00	10,40	7,180
1140,00	7,30	4,742
1220,00	7,10	4,584
1320,00	6,95	4,466
1360,00	6,95	4,466
1408,00	6,90	4,427
1450,00	6,80	4,348
1570,00	6,75	4,309
1620,00	6,70	4,270
2590,00	6,35	3,995
2700,00	6,30	3,955
2780,00	6,30	3,955
2940,00	6,30	3,955
3060,00	6,25	3,916
4035,00	6,15	3,837
5395,00	6,05	3,759
8350,00	6,00	3,719
11280,00	5,90	3,641
13140,00	5,85	3,601
14305,00	5,85	3,601
18459,00	5,80	3,562
19869,00	5,80	3,562
21324,00	5,80	3,562
24174,00	5,75	3,523
28504,00	5,75	3,523
29944,00	5,70	3,483
31399,00	5,70	3,483
32994,00	5,70	3,483
41409,00	5,65	3,444
44279,00	5,65	3,444
54744,00	5,65	3,444
129324,00	5,40	3,247
203004,00	5,35	3,208
254889,00	5,30	3,169

Prove di sedimentazione n. 2

Minuti	H sosp. [cm]	e
0,10	34,40	17,038
0,50	34,30	16,985
0,75	34,30	16,985
1,00	34,30	16,985
1,50	34,20	16,933
2,00	34,20	16,933
2,50	34,20	16,933
3,00	34,10	16,881
3,50	34,10	16,881
4,00	34,10	16,881
4,50	34,10	16,881
5,00	34,05	16,854
5,50	34,00	16,828
6,00	34,00	16,828
6,50	34,00	16,828
7,00	34,00	16,828
7,50	33,90	16,776
8,00	33,90	16,776
8,50	33,85	16,750
9,00	33,80	16,723
9,50	33,70	16,671
10,00	33,60	16,618
11,00	33,50	16,566
12,00	33,30	16,461
13,00	33,20	16,409
14,00	33,00	16,304
15,00	32,80	16,199
16,00	32,70	16,147
17,00	32,50	16,042
18,00	32,30	15,937
19,00	32,15	15,858
20,00	32,00	15,779
22,00	31,60	15,570
24,00	31,20	15,360
26,00	30,80	15,150
28,00	30,40	14,940
30,00	30,00	14,731
32,00	29,60	14,521
34,00	29,40	14,416
36,00	29,10	14,259
38,00	28,70	14,049
40,00	28,30	13,839
42,00	27,90	13,630
44,00	27,50	13,420
46,00	27,20	13,263
48,00	26,80	13,053
50,00	26,40	12,843
55,00	25,60	12,424
60,00	24,70	11,952
65,00	23,80	11,480

Minuti	H sosp. [cm]	e
70,00	22,80	10,955
75,00	21,90	10,483
80,00	21,20	10,116
85,00	20,70	9,854
90,00	20,40	9,697
95,00	20,20	9,592
100,00	19,90	9,435
110,00	19,60	9,277
120,00	19,30	9,120
130,00	19,10	9,015
140,00	18,80	8,858
150,00	18,60	8,753
180,00	18,10	8,491
240,00	17,25	8,045
1140,00	13,10	5,869
1220,00	12,90	5,764
1320,00	12,70	5,659
1360,00	12,60	5,607
1408,00	12,50	5,554
1450,00	12,40	5,502
1570,00	12,15	5,371
1620,00	12,10	5,345
2590,00	10,90	4,716
2700,00	10,80	4,663
2780,00	10,75	4,637
2940,00	10,60	4,558
3060,00	10,55	4,532
4035,00	10,05	4,270
5395,00	9,65	4,060
8350,00	9,30	3,877
11280,00	9,15	3,798
13140,00	9,10	3,772
14289,00	9,10	3,772
18459,00	9,00	3,719
19869,00	8,95	3,693
21324,00	8,90	3,667
24174,00	8,90	3,667
28504,00	8,85	3,641
29944,00	8,85	3,641
31399,00	8,80	3,614
32994,00	8,80	3,614
41409,00	8,70	3,562
44279,00	8,70	3,562
54744,00	8,70	3,562
129324,00	8,45	3,431
203004,00	8,30	3,352
254889,00	8,25	3,326

Prove di sedimentazione n. 3

Minuti	H sosp. [cm]	e
0,10	36,60	13,394
0,50	36,60	13,394
0,75	36,60	13,394
1,00	36,60	13,394
1,50	36,50	13,354
2,00	36,50	13,354
2,50	36,40	13,315
3,00	36,40	13,315
3,50	36,40	13,315
4,00	36,35	13,295
4,50	36,35	13,295
5,00	36,30	13,276
5,50	36,30	13,276
6,00	36,30	13,276
6,50	36,25	13,256
7,00	36,25	13,256
7,50	36,25	13,256
8,00	36,20	13,236
8,50	36,20	13,236
9,00	36,20	13,236
9,50	36,15	13,217
10,00	36,10	13,197
11,00	36,05	13,177
12,00	36,00	13,158
13,00	35,90	13,118
14,00	35,80	13,079
15,00	35,70	13,040
16,00	35,65	13,020
17,00	35,40	12,922
18,00	35,30	12,882
19,00	35,20	12,843
20,00	35,05	12,784
22,00	34,90	12,725
24,00	34,60	12,607
26,00	34,30	12,489
28,00	34,10	12,410
30,00	33,80	12,292
32,00	33,50	12,175
34,00	33,30	12,096
36,00	33,00	11,978
38,00	32,70	11,860
40,00	32,40	11,742
42,00	32,10	11,624
44,00	31,90	11,545
46,00	31,60	11,427
48,00	31,30	11,309
50,00	31,05	11,211
55,00	30,40	10,955
60,00	29,70	10,680
65,00	29,00	10,405

Minuti	H sosp. [cm]	e
70,00	28,30	10,130
75,00	27,50	9,815
80,00	26,50	9,422
85,00	25,90	9,186
90,00	25,50	9,028
95,00	25,10	8,871
100,00	24,95	8,812
110,00	24,50	8,635
120,00	24,05	8,458
130,00	23,70	8,320
140,00	23,50	8,242
150,00	23,20	8,124
180,00	22,60	7,888
240,00	21,75	7,554
1140,00	17,30	5,804
1220,00	17,10	5,725
1320,00	16,90	5,646
1360,00	16,75	5,587
1408,00	16,60	5,528
1450,00	16,50	5,489
1570,00	16,30	5,410
1620,00	16,20	5,371
2590,00	14,70	4,781
2700,00	14,60	4,742
2780,00	14,50	4,702
2940,00	14,35	4,643
3060,00	14,20	4,584
4035,00	13,50	4,309
5395,00	12,85	4,054
8350,00	12,20	3,798
11280,00	11,95	3,700
13140,00	11,90	3,680
14289,00	11,80	3,641
18459,00	11,70	3,601
19869,00	11,70	3,601
21324,00	11,70	3,601
24174,00	11,60	3,562
28504,00	11,60	3,562
29944,00	11,55	3,542
31399,00	11,55	3,542
32994,00	11,50	3,523
41409,00	11,45	3,503
44279,00	11,40	3,483
54744,00	11,35	3,464
129324,00	11,00	3,326
203004,00	10,85	3,267
254889,00	10,80	3,247

Prove di sedimentazione n. 4

Minuti	H sosp. [cm]	e
0,10	35,40	10,137
0,50	35,40	10,137
0,75	35,40	10,137
1,00	35,40	10,137
1,50	35,40	10,137
2,00	35,40	10,137
2,50	35,40	10,137
3,00	35,30	10,106
3,50	35,30	10,106
4,00	35,30	10,106
4,50	35,30	10,106
5,00	35,25	10,090
5,50	35,25	10,090
6,00	35,25	10,090
6,50	35,25	10,090
7,00	35,20	10,074
7,50	35,15	10,059
8,00	35,15	10,059
8,50	35,15	10,059
9,00	35,10	10,043
9,50	35,10	10,043
10,00	35,05	10,027
11,00	35,05	10,027
12,00	35,05	10,027
13,00	35,00	10,012
14,00	34,95	9,996
15,00	34,90	9,980
16,00	34,85	9,964
17,00	34,80	9,949
18,00	34,70	9,917
19,00	34,60	9,886
20,00	34,50	9,854
22,00	34,25	9,776
24,00	33,90	9,665
26,00	33,50	9,540
28,00	33,25	9,461
30,00	33,00	9,382
32,00	32,80	9,319
34,00	32,60	9,256
36,00	32,50	9,225
38,00	32,35	9,178
40,00	32,20	9,131
42,00	32,10	9,099
44,00	32,00	9,068
46,00	31,90	9,036
48,00	31,80	9,005
50,00	31,70	8,973
55,00	31,50	8,910
60,00	31,30	8,847
65,00	31,10	8,785
70,00	30,95	8,737
75,00	30,80	8,690
80,00	30,65	8,643

Minuti	H sosp. [cm]	e
85,00	30,50	8,596
90,00	30,40	8,564
95,00	30,25	8,517
100,00	30,15	8,486
110,00	30,00	8,438
120,00	29,85	8,391
130,00	29,70	8,344
140,00	29,60	8,313
160,00	29,35	8,234
180,00	29,15	8,171
200,00	28,95	8,108
220,00	28,70	8,029
240,00	28,50	7,967
260,00	28,30	7,904
280,00	28,15	7,856
300,00	28,00	7,809
320,00	27,80	7,746
350,00	27,60	7,683
380,00	27,35	7,605
410,00	27,15	7,542
1340,00	23,40	6,362
1430,00	23,20	6,299
1520,00	23,00	6,236
1640,00	22,70	6,142
1700,00	22,60	6,110
1790,00	22,40	6,047
1820,00	22,30	6,016
2745,00	20,60	5,481
2910,00	20,35	5,402
3120,00	20,05	5,308
3405,00	19,85	5,245
3465,00	19,80	5,229
4365,00	18,70	4,883
4545,00	18,50	4,820
4805,00	18,30	4,757
5910,00	17,40	4,474
10290,00	15,75	3,955
11925,00	15,40	3,845
13005,00	15,25	3,798
14480,00	15,10	3,751
15960,00	15,00	3,719
20115,00	14,70	3,625
21525,00	14,65	3,609
23235,00	14,60	3,593
24495,00	14,50	3,562
33135,00	14,35	3,515
34515,00	14,35	3,515
35925,00	14,30	3,499
41865,00	14,30	3,499
46365,00	14,20	3,468
120945,00	13,70	3,310
194625,00	13,40	3,216
247050,00	13,30	3,184

Prove di sedimentazione n. 5

Minuti	H sosp. [cm]	e
0,10	30,50	6,996
0,50	30,50	6,996
0,75	30,50	6,996
1,00	30,50	6,996
1,50	30,50	6,996
2,00	30,50	6,996
2,50	30,50	6,996
3,00	30,50	6,996
3,50	30,50	6,996
4,00	30,50	6,996
4,50	30,50	6,996
5,00	30,50	6,996
5,50	30,50	6,996
6,00	30,50	6,996
6,50	30,45	6,983
7,00	30,45	6,983
7,50	30,45	6,983
8,00	30,40	6,970
8,50	30,40	6,970
9,00	30,40	6,970
9,50	30,40	6,970
10,00	30,40	6,970
11,00	30,40	6,970
12,00	30,40	6,970
13,00	30,40	6,970
14,00	30,40	6,970
15,00	30,35	6,957
16,00	30,35	6,957
17,00	30,35	6,957
18,00	30,35	6,957
19,00	30,35	6,957
20,00	30,30	6,944
22,00	30,30	6,944
24,00	30,30	6,944
26,00	30,30	6,944
28,00	30,30	6,944
30,00	30,30	6,944
32,00	30,30	6,944
34,00	30,30	6,944
36,00	30,25	6,931
38,00	30,25	6,931
40,00	30,25	6,931
42,00	30,25	6,931
44,00	30,25	6,931
46,00	30,25	6,931
48,00	30,25	6,931
50,00	30,25	6,931
55,00	30,25	6,931
60,00	30,25	6,931
65,00	30,20	6,918
70,00	30,20	6,918
75,00	30,20	6,918
80,00	30,15	6,905

Minuti	H sosp. [cm]	e
85,00	30,15	6,905
90,00	30,10	6,892
95,00	30,10	6,892
100,00	30,05	6,878
110,00	30,00	6,865
120,00	30,00	6,865
130,00	30,00	6,865
140,00	29,95	6,852
150,00	29,95	6,852
160,00	29,90	6,839
180,00	29,80	6,813
200,00	29,75	6,800
220,00	29,60	6,761
240,00	29,55	6,747
260,00	29,50	6,734
280,00	29,40	6,708
300,00	29,35	6,695
320,00	29,25	6,669
350,00	29,10	6,629
380,00	29,00	6,603
410,00	28,90	6,577
1340,00	26,70	6,000
1430,00	26,50	5,948
1520,00	26,35	5,908
1640,00	26,15	5,856
1700,00	26,10	5,843
1790,00	25,90	5,790
1820,00	25,85	5,777
2745,00	24,40	5,397
2910,00	24,20	5,345
3120,00	23,95	5,279
3405,00	23,75	5,227
3465,00	23,70	5,214
4365,00	23,50	5,161
4545,00	22,35	4,860
4805,00	22,10	4,794
5910,00	21,00	4,506
10290,00	18,75	3,916
11925,00	18,30	3,798
13005,00	18,00	3,719
14480,00	17,80	3,667
15960,00	17,60	3,614
20115,00	17,20	3,509
21525,00	17,10	3,483
23235,00	17,00	3,457
24495,00	16,95	3,444
33135,00	16,70	3,378
34515,00	16,65	3,365
35925,00	16,60	3,352
41865,00	16,50	3,326
46365,00	16,45	3,313
120945,00	16,00	3,195
194625,00	15,45	3,051

Prove di sedimentazione n. 6

Minuti	H sosp. [cm]	e
0,00	92,00	10,621
2,00	90,00	10,368
4,00	88,30	10,154
5,00	87,50	10,053
7,00	86,50	9,926
10,00	85,40	9,787
11,00	85,00	9,737
12,00	84,60	9,686
13,00	84,30	9,648
14,00	83,90	9,598
15,00	83,70	9,573
16,00	83,40	9,535
17,00	83,15	9,503
18,00	82,95	9,478
19,00	82,80	9,459
20,00	82,60	9,434
22,00	82,40	9,408
24,00	82,10	9,371
26,00	81,80	9,333
28,00	81,50	9,295
30,00	81,20	9,257
32,00	80,90	9,219
40,00	78,90	8,966
50,00	77,80	8,827
60,00	77,20	8,752
80,00	76,30	8,638
106,00	73,60	8,297
973,00	60,70	6,667
1078,00	60,15	6,598
1216,00	59,40	6,503
1333,00	59,00	6,453
1398,00	58,60	6,402
1563,00	58,00	6,326
3853,00	49,60	5,265
5358,00	49,50	5,253
5428,00	49,40	5,240
5588,00	49,20	5,215

Minuti	H sosp. [cm]	e
5658,00	49,10	5,202
5683,00	49,05	5,196
5723,00	49,00	5,189
5748,00	49,00	5,189
5778,00	49,00	5,189
5808,00	48,90	5,177
5835,00	48,90	5,177
5858,00	48,80	5,164
6773,00	47,65	5,019
6821,00	47,60	5,013
6853,00	47,55	5,006
6913,00	47,50	5,000
6988,00	47,40	4,987
7048,00	47,30	4,975
7093,00	47,30	4,975
7143,00	47,20	4,962
7308,00	47,00	4,937
8173,00	46,00	4,811
8283,00	45,90	4,798
8403,00	45,80	4,785
8743,00	45,50	4,747
9643,00	44,60	4,634
9708,00	44,60	4,634
9768,00	44,50	4,621
10138,00	44,20	4,583
11083,00	43,50	4,495
11578,00	43,10	4,444
15413,00	40,80	4,154
15628,00	40,70	4,141
15958,00	40,50	4,116
16828,00	40,20	4,078
17003,00	40,10	4,065
17073,00	40,05	4,059
18308,00	39,60	4,002

Prove di sedimentazione n. 7

Minuti	H sosp. [cm]	e
0,10	89,90	8,305
1,00	88,00	8,108
2,00	87,20	8,025
3,00	86,80	7,984
4,00	86,30	7,932
5,00	86,00	7,901
6,00	85,40	7,839
7,00	85,20	7,818
8,00	84,80	7,777
9,00	84,30	7,725
10,00	84,10	7,704
11,00	83,90	7,684
12,00	83,75	7,668
13,00	83,60	7,653
14,00	83,40	7,632
15,00	83,20	7,611
20,00	83,05	7,596
25,00	82,80	7,570
30,00	82,50	7,539
35,00	82,30	7,518
40,00	82,15	7,503
45,00	81,95	7,482
50,00	81,80	7,466
55,00	81,60	7,446
60,00	81,40	7,425
105,00	79,90	7,270
125,00	79,45	7,223
172,00	78,48	7,123
200,00	78,05	7,078
240,00	77,40	7,011
265,00	77,05	6,975
295,00	76,70	6,938
325,00	76,40	6,907
352,00	76,10	6,876
375,00	75,90	6,856
1290,00	71,05	6,354
1338,00	70,90	6,338
1370,00	70,80	6,328
1430,00	70,60	6,307
1505,00	70,35	6,281
1610,00	70,05	6,250
1660,00	69,80	6,224
1825,00	69,40	6,183
2690,00	67,10	5,945
2800,00	66,90	5,924

Minuti	H sosp. [cm]	e
2920,00	66,65	5,898
3260,00	65,90	5,821
4160,00	64,20	5,645
4225,00	64,10	5,634
4285,00	64,00	5,624
4655,00	63,40	5,562
5600,00	61,80	5,396
6095,00	61,10	5,324
9930,00	56,40	4,837
10145,00	56,10	4,806
10475,00	55,80	4,775
11345,00	54,90	4,682
11520,00	54,70	4,661
11595,00	54,65	4,656
12825,00	53,50	4,537
14420,00	52,20	4,403
14565,00	52,05	4,387
14720,00	52,00	4,382
21480,00	47,90	3,958
21860,00	47,75	3,942
23275,00	47,20	3,885
24280,00	46,80	3,844
24730,00	46,70	3,833
25705,00	46,40	3,802
32905,00	44,70	3,626
34520,00	44,40	3,595
36200,00	44,20	3,575
41585,00	43,50	3,502
43200,00	43,40	3,492
46025,00	43,10	3,461
50264,00	42,90	3,440
60410,00	42,40	3,388
69080,00	42,10	3,357
83310,00	41,70	3,316
92300,00	41,55	3,300
96890,00	41,45	3,290
104060,00	41,40	3,285
110750,00	41,25	3,269
120800,00	41,10	3,254
145730,00	40,80	3,223
157310,00	40,50	3,192
184430,00	40,35	3,176
205850,00	40,05	3,145
221840,00	39,90	3,130
233360,00	39,80	3,119

APPENDICE B

Prove edometriche a incremento di carico: dati registrati

EDOMETRICA n°1

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	18,49	
Volume [cm ³]	36,31	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	51,860	34,060
Peso secco [g]	21,130	21,130
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,430	2,120
Contenuto d'acqua [%]	145,430	61,190
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,580	1,310
Indice dei vuoti [g/cm ³]	3,699	1,083

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
15/2/17 11,51	0,10	0,32	122,0	1,220
15/2/17 11,51	0,25	0,50	125,0	1,250
15/2/17 11,51	0,50	0,71	134,0	1,340
15/2/17 11,52	1	1,00	154,0	1,540
15/2/17 11,53	2	1,41	190,0	1,900
15/2/17 11,55	4	2,00	273,6	2,736
15/2/17 11,59	8	2,83	384,6	3,846
15/2/17 12,06	15	3,87	540,6	5,406
15/2/17 12,21	30	5,48	742,6	7,426
15/2/17 12,51	60	7,75	831,6	8,316
15/2/17 13,13	82	9,06	836,6	8,366
15/2/17 15,51	240	15,49	843,6	8,436
16/2/17 16,30	1719	41,46	847,6	8,476
Cedimento Primario [mm]			8,401	
Zero Corretto [mm]			0,960	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			7,516	
ΔH primario [mm]			7,441	
ΔH 24 ore [mm]			8,476	

Pressione verticale = 12,50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
16/2/17 16,31	0,10	0,32	848,6	8,486
16/2/17 16,31	0,25	0,50	848,9	8,489
16/2/17 16,31	0,50	0,71	849,6	8,496
16/2/17 16,32	1	1,00	850,2	8,502
16/2/17 16,33	2	1,41	850,9	8,509
16/2/17 16,35	4	2,00	851,6	8,516
16/2/17 16,39	8	2,83	852,6	8,526
16/2/17 16,48	15	4,12	853,6	8,536
16/2/17 17,01	30	5,48	854,6	8,546
16/2/17 17,31	60	7,75	855,6	8,556
16/2/17 18,31	82	10,95	856,6	8,566
16/2/17 20,00	240	14,46	857,6	8,576
17/2/17 9,50	1039	32,23	859,6	8,596
Cedimento Primario [mm]			8,566	
Zero Corretto [mm]			8,476	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,120	
ΔH primario [mm]			0,090	
ΔH 24 ore [mm]			0,120	

Pressione verticale = 25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
20/2/17 14,32	0,1	0,32	864,2	8,642
20/2/17 14,32	0,25	0,50	864,6	8,646
20/2/17 14,32	0,50	0,71	865,6	8,656
20/2/17 14,33	1	1,00	867,5	8,675
20/2/17 14,34	2	1,41	869,5	8,695
20/2/17 14,36	4	2,00	871,2	8,712
20/2/17 14,40	8	2,83	873,6	8,736
20/2/17 14,47	15	3,87	875,2	8,752
20/2/17 15,02	30	5,48	876,6	8,766
20/2/17 15,32	60	7,75	877,9	8,779
20/2/17 16,32	120	10,95	879,5	8,795
20/2/17 18,32	240	15,49	880,9	8,809
21/2/17 14,00	1408	37,52	884,2	8,842
Cedimento Primario [mm]			8,757	
Zero Corretto [mm]			8,617	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,225	
ΔH primario [mm]			0,140	
ΔH 24 ore [mm]			0,246	

Pressione verticale = 50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
22/2/17 14,58	0,1	0,32	888,5	8,885
22/2/17 14,58	0,25	0,50	889,5	8,895
22/2/17 14,58	0,5	0,71	891,2	8,912
22/2/17 14,59	1	1,00	894,5	8,945
22/2/17 15,00	2	1,41	898,6	8,986
22/2/17 15,02	4	2,00	903,2	9,032
22/2/17 15,06	8	2,83	907,2	9,072
22/2/17 15,13	15	3,87	911,6	9,116
22/2/17 15,28	30	5,48	915,6	9,156
22/2/17 15,58	60	7,75	918,6	9,186
22/2/17 16,58	120	10,95	921,5	9,215
22/2/17 18,40	222	14,90	923,9	9,239
23/2/17 12,30	1292	35,94	927,9	9,279
Cedimento Primario [mm]			9,207	
Zero Corretto [mm]			8,845	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,434	
ΔH primario [mm]			0,362	
ΔH 24 ore [mm]			0,437	

Pressione verticale = 100 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
22/2/17 14,58	0,10	0,32	935,1	9,351
22/2/17 14,58	0,25	0,50	937,6	9,376
22/2/17 14,58	0,50	0,71	940,2	9,402
22/2/17 14,59	1	1,00	944,5	9,445
22/2/17 15,00	2	1,41	949,6	9,496
22/2/17 15,02	4	2,00	955,9	9,559
22/2/17 15,06	8	2,83	961,5	9,615
22/2/17 15,13	15	3,87	965,2	9,652
22/2/17 15,28	30	5,48	968,5	9,685
22/2/17 15,58	60	7,75	970,6	9,706
22/2/17 16,58	120	10,95	973,6	9,736
22/2/17 18,40	222	14,90	975,6	9,756
23/2/17 12,30	1292	35,94	979,9	9,799
Cedimento Primario [mm]			9,694	
Zero Corretto [mm]			9,307	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,492	
ΔH primario [mm]			0,387	
ΔH 24 ore [mm]			0,520	

Pressione verticale = 200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
23/2/17 12,37	0,10	0,32	987,6	9,876
23/2/17 12,37	0,25	0,50	989,6	9,896
23/2/17 12,37	0,50	0,71	992,9	9,929
23/2/17 12,38	1	1,00	997,6	9,976
23/2/17 12,39	2	1,41	1005,6	10,056
23/2/17 12,41	4	2,00	1007,6	10,076
23/2/17 12,45	8	2,83	1012,6	10,126
23/2/17 12,52	15	3,87	1015,2	10,152
23/2/17 13,07	30	5,48	1018,2	10,182
23/2/17 13,37	60	7,75	1020,6	10,206
23/2/17 16,37	240	15,49	1025,5	10,255
24/2/17 18,37	1800	42,43	1029,5	10,295
Cedimento Primario [mm]			10,211	
Zero Corretto [mm]			9,816	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,479	
ΔH primario [mm]			0,395	
ΔH 24 ore [mm]			0,496	

EDOMETRICA n°2

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	19,00	
Volume [cm ³]	37,31	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	52,660	44,950
Peso secco [g]	28,650	28,650
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,410	2,090
Contenuto d'acqua [%]	83,800	56,890
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,770	1,330
Indice dei vuoti [g/cm ³]	2,561	1,054

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
23/2/17 12,29	0,10	0,32	18,0	0,180
23/2/17 12,29	0,25	0,50	23,0	0,230
23/2/17 12,29	0,50	0,71	29,0	0,290
23/2/17 12,30	1	1,00	38,0	0,380
23/2/17 12,31	2	1,41	40,6	0,406
23/2/17 12,33	4	2,00	41,0	0,410
23/2/17 12,37	8	2,83	102,0	1,020
23/2/17 12,44	15	3,87	144,0	1,440
23/2/17 12,59	30	5,48	202,3	2,023
23/2/17 13,29	60	7,75	202,3	2,023
23/2/17 14,29	120	10,95	202,9	2,029
23/2/17 16,29	240	15,49	224,0	2,240
24/2/17 14,29	1560	39,50	224,3	2,243
Cedimento Primario [mm]			2,237	
Zero Corretto [mm]			0,080	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			2,163	
ΔH primario [mm]			2,157	
ΔH 24 ore [mm]			2,243	

Pressione verticale = 12,50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
27/2/17 14,28	0,10	0,00	229,6	2,296
27/2/17 14,28	0,25	0,50	234,0	2,340
27/2/17 14,28	0,50	0,71	237,9	2,379
27/2/17 14,29	1	1,00	238,3	2,383
27/2/17 14,30	2	1,41	239,0	2,390
27/2/17 14,32	4	2,00	241,0	2,410
27/2/17 14,36	8	2,83	332,6	3,326
27/2/17 14,43	15	3,87	390,0	3,900
27/2/17 14,58	30	5,48	400,0	4,000
27/2/17 15,40	72	8,49	448,3	4,483
27/2/17 16,28	120	10,95	454,0	4,540
27/2/17 18,28	240	15,49	484,3	4,843
28/2/17 14,28	1440	37,95	489,3	4,893
Cedimento Primario [mm]			4,779	
Zero Corretto [mm]			2,297	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			2,596	
ΔH primario [mm]			2,482	
ΔH 24 ore [mm]			2,650	

Pressione verticale = 25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
1/3/17 10,27	0,1	0,32	493,6	4,936
1/3/17 10,27	0,25	0,50	494,0	4,940
1/3/17 10,27	0,50	0,71	495,0	4,950
1/3/17 10,28	1	1,00	498,3	4,983
1/3/17 10,29	2	1,41	502,6	5,026
1/3/17 10,31	4	2,00	508,3	5,083
1/3/17 10,35	8	2,83	515,9	5,159
1/3/17 10,42	15	3,87	523,6	5,236
1/3/17 10,57	30	5,48	526,3	5,263
1/3/17 11,27	60	7,75	550,0	5,500
1/3/17 12,52	145	12,04	554,6	5,546
1/3/17 14,35	248	15,75	556,3	5,563
2/3/17 10,27	1440	37,95	558,9	5,589
Cedimento Primario [mm]			5,546	
Zero Corretto [mm]			4,897	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,692	
ΔH primario [mm]			0,649	
ΔH 24 ore [mm]			0,696	

Pressione verticale = 50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
2/3/17 10,12	0,1	0,32	575,0	5,750
2/3/17 10,12	0,25	0,50	578,0	5,780
2/3/17 10,12	0,50	0,71	582,0	5,820
2/3/17 10,13	1	1,00	587,6	5,876
2/3/17 10,14	2	1,41	595,0	5,950
2/3/17 10,16	4	2,00	611,3	6,113
2/3/17 10,20	8	2,83	624,3	6,243
2/3/17 10,27	15	3,87	638,9	6,389
2/3/17 10,42	30	5,48	650,0	6,500
2/3/17 11,54	102	10,10	661,3	6,613
2/3/17 13,14	182	13,49	664,3	6,643
2/3/17 14,04	232	15,23	664,9	6,649
3/3/17 10,12	1440	37,95	667,3	6,673
Cedimento Primario [mm]			6,626	
Zero Corretto [mm]			5,684	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,989	
ΔH primario [mm]			0,942	
ΔH 24 ore [mm]			1,084	

Pressione verticale = 100 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
6/3/17 13,04	0,10	0,32	675,6	6,756
6/3/17 13,04	0,25	0,50	677,0	6,770
6/3/17 13,04	0,50	0,71	678,9	6,789
6/3/17 13,05	1	1,00	681,3	6,813
6/3/17 13,06	2	1,41	686,0	6,860
6/3/17 13,08	4	2,00	690,9	6,909
6/3/17 13,12	8	2,83	695,3	6,953
6/3/17 13,19	15	3,87	699,6	6,996
6/3/17 13,34	30	5,48	703,9	7,039
6/3/17 14,10	66	8,12	708,3	7,083
6/3/17 15,04	120	10,95	711,0	7,110
6/3/17 17,04	240	15,49	714,0	7,140
7/3/17 11,45	1361	36,89	727,9	7,279
Cedimento Primario [mm]			7,253	
Zero Corretto [mm]			6,727	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,552	
ΔH primario [mm]			0,526	
ΔH 24 ore [mm]			0,606	

Pressione verticale = 200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
7/3/17 11,47	0,10	0,32	733,9	7,339
7/3/17 11,47	0,25	0,50	736,9	7,369
7/3/17 11,47	0,50	0,71	740,3	7,403
7/3/17 11,48	1	1,00	745,6	7,456
7/3/17 11,49	2	1,41	752,6	7,526
7/3/17 11,51	4	2,00	764,3	7,643
7/3/17 11,55	8	2,83	778,3	7,783
7/3/17 12,02	15	3,87	785,3	7,853
7/3/17 12,17	30	5,48	790,3	7,903
7/3/17 13,13	86	9,27	795,3	7,953
7/3/17 13,47	120	10,95	796,6	7,966
7/3/17 15,47	240	15,49	799,6	7,996
8/3/17 11,47	1440	37,95	804,0	8,040
Cedimento Primario [mm]			7,930	
Zero Corretto [mm]			7,282	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,758	
ΔH primario [mm]			0,648	
ΔH 24 ore [mm]			0,761	

EDOMETRICA n°3

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	20,00	
Volume [cm ³]	39,27	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	59,350	38,120
Peso secco [g]	29,010	29,010
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,510	2,070
Contenuto d'acqua [%]	104,580	31,400
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,740	1,580
Indice dei vuoti [g/cm ³]	2,702	0,733

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
7/3/17 11,15	0,10	0,32	7,0	0,070
7/3/17 11,15	0,25	0,50	9,3	0,093
7/3/17 11,15	0,50	0,71	12,3	0,123
7/3/17 11,16	1	1,00	14,3	0,143
7/3/17 11,17	2	1,41	17,9	0,179
7/3/17 11,19	4	2,00	28,0	0,280
7/3/17 11,23	8	2,83	36,3	0,363
7/3/17 11,30	15	3,87	45,6	0,456
7/3/17 11,45	30	5,48	52,3	0,523
7/3/17 12,15	60	7,75	52,9	0,529
7/3/17 13,15	120	10,95	53,0	0,530
7/3/17 15,15	240	15,49	53,3	0,533
8/3/17 11,15	1440	37,95	53,9	0,539
Cedimento Primario [mm]			0,525	
Zero Corretto [mm]			0,043	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,496	
ΔH primario [mm]			0,482	
ΔH 24 ore [mm]			0,539	

Pressione verticale = 12,50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
8/3/17 11,11	0,1	0,32	63,0	0,630
8/3/17 11,11	0,25	0,50	73,6	0,736
8/3/17 11,11	0,50	0,71	81,9	0,819
8/3/17 11,12	1	1,00	98,3	0,983
8/3/17 11,13	2	1,41	123,0	1,230
8/3/17 11,15	4	2,00	158,0	1,580
8/3/17 11,19	8	2,83	184,9	1,849
8/3/17 11,26	15	3,87	196,9	1,969
8/3/17 11,41	30	5,48	203,3	2,033
8/3/17 12,11	60	7,75	281,6	2,816
8/3/17 13,11	120	10,95	284,0	2,840
8/3/17 15,11	240	15,49	284,6	2,846
9/3/17 11,11	1440	37,95	285,6	2,856
Cedimento Primario [mm]			2,837	
Zero Corretto [mm]			0,539	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			2,317	
ΔH primario [mm]			2,298	
ΔH 24 ore [mm]			2,317	

Pressione verticale = 25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
9/3/17 11,12	0,1	0,32	290,0	2,900
9/3/17 11,12	0,25	0,50	294,0	2,940
9/3/17 11,12	0,50	0,71	297,9	2,979
9/3/17 11,13	1	1,00	303,0	3,030
9/3/17 11,14	2	1,41	309,6	3,096
9/3/17 11,16	4	2,00	316,9	3,169
9/3/17 11,20	8	2,83	322,9	3,229
9/3/17 11,27	15	3,87	326,3	3,263
9/3/17 11,42	30	5,48	332,9	3,329
9/3/17 12,12	60	7,75	334,9	3,349
9/3/17 13,12	120	10,95	339,0	3,390
9/3/17 15,12	240	15,49	340,3	3,403
10/3/17 11,12	1440	37,95	341,6	3,416
Cedimento Primario [mm]			3,375	
Zero Corretto [mm]			2,856	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,560	
ΔH primario [mm]			0,519	
ΔH 24 ore [mm]			0,560	

Pressione verticale = 50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
13/3/17 9,37	0,1	0,32	483,3	4,833
13/3/17 9,37	0,25	0,50	487,0	4,870
13/3/17 9,37	0,50	0,71	493,3	4,933
13/3/17 9,38	1	1,00	501,3	5,013
13/3/17 9,39	2	1,41	511,3	5,113
13/3/17 9,41	4	2,00	519,3	5,193
13/3/17 9,45	8	2,83	529,9	5,299
13/3/17 9,52	15	3,87	540,3	5,403
13/3/17 10,07	30	5,48	560,0	5,600
13/3/17 10,37	60	7,75	569,9	5,699
13/3/17 11,37	120	10,95	576,6	5,766
13/3/17 13,37	240	15,49	582,6	5,826
14/3/17 12,24	1607	40,09	588,9	5,889
Cedimento Primario [mm]			5,780	
Zero Corretto [mm]			4,727	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			1,156	
ΔH primario [mm]			1,053	
ΔH 24 ore [mm]			2,467	

Pressione verticale = 100 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
14/3/17 12,28	0,1	0,32	600,3	6,003
14/3/17 12,28	0,25	0,50	603,0	6,030
14/3/17 12,28	0,50	0,71	608,3	6,083
14/3/17 12,29	1	1,00	615,0	6,150
14/3/17 12,30	2	1,41	625,3	6,253
14/3/17 12,32	4	2,00	640,0	6,400
14/3/17 12,36	8	2,83	656,6	6,566
14/3/17 12,43	15	3,87	670,3	6,703
14/3/17 12,58	30	5,48	681,3	6,813
14/3/17 13,28	60	7,75	688,8	6,888
14/3/17 15,28	180	13,42	693,3	6,933
14/3/17 17,28	300	17,32	698,3	6,983
15/3/17 12,28	1440	37,95	704,3	7,043
Cedimento Primario [mm]			6,904	
Zero Corretto [mm]			5,910	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			1,133	
ΔH primario [mm]			0,994	
ΔH 24 ore [mm]			1,154	

Pressione verticale = 200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
15/3/17 12,27	0,1	0,32	711,9	7,119
15/3/17 12,27	0,25	0,50	715,3	7,153
15/3/17 12,27	0,50	0,71	718,9	7,189
15/3/17 12,28	1	1,00	724,3	7,243
15/3/17 12,29	2	1,41	731,9	7,319
15/3/17 12,31	4	2,00	741,6	7,416
15/3/17 12,35	8	2,83	754,0	7,540
15/3/17 12,42	15	3,87	759,9	7,599
15/3/17 12,57	30	5,48	766,9	7,669
15/3/17 13,27	60	7,75	771,6	7,716
15/3/17 14,27	120	10,95	775,9	7,759
15/3/17 16,27	240	15,49	779,0	7,790
16/3/17 12,27	1440	37,95	784,9	7,849
Cedimento Primario [mm]			7,709	
Zero Corretto [mm]			7,063	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,786	
ΔH primario [mm]			0,646	
ΔH 24 ore [mm]			0,806	

Pressione verticale = 400 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
16/3/17 11,48	0,1	0,32	793,9	7,939
16/3/17 11,48	0,25	0,50	797,6	7,976
16/3/17 11,48	0,50	0,71	806,3	8,063
16/3/17 11,49	1	1,00	807,3	8,073
16/3/17 11,50	2	1,41	815,0	8,150
16/3/17 11,52	4	2,00	825,6	8,256
16/3/17 11,56	8	2,83	836,3	8,363
16/3/17 12,03	15	3,87	844,9	8,449
16/3/17 12,18	30	5,48	849,0	8,490
16/3/17 12,48	60	7,75	853,0	8,530
16/3/17 13,48	120	10,95	856,3	8,563
16/3/17 15,48	240	15,49	859,6	8,596
17/3/17 11,20	1412	37,58	866,0	8,660
20/3/17 10,23	5675	75,33	871,3	8,713
Cedimento Primario [mm]			8,513	
Zero Corretto [mm]			7,879	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,781	
ΔH primario [mm]			0,634	
ΔH 24 ore [mm]			0,811	

Pressione verticale = 800 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
20/3/17 10,23	0,1	0,32	877,9	8,779
20/3/17 10,23	0,25	0,50	881,0	8,810
20/3/17 10,23	0,50	0,71	884,6	8,846
20/3/17 10,24	1	1,00	889,6	8,896
20/3/17 10,25	2	1,41	896,0	8,960
20/3/17 10,27	4	2,00	903,6	9,036
20/3/17 10,31	8	2,83	911,9	9,119
20/3/17 10,38	15	3,87	917,9	9,179
20/3/17 10,53	30	5,48	922,3	9,223
20/3/17 11,23	60	7,75	926,3	9,263
20/3/17 12,23	120	10,95	929,6	9,296
20/3/17 14,23	240	15,49	932,3	9,323
21/3/17 10,23	1440	37,95	937,3	9,373
Cedimento Primario [mm]			9,261	
Zero Corretto [mm]			8,724	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,649	
ΔH primario [mm]			0,537	
ΔH 24 ore [mm]			0,660	

Pressione verticale = 1600 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
21/3/17 10,21	0,10	0,32	947,2	9,472
21/3/17 10,21	0,25	0,50	950,9	9,509
21/3/17 10,21	0,50	0,71	954,2	9,542
21/3/17 10,22	1	1,00	957,6	9,576
21/3/17 10,23	2	1,41	966,6	9,666
21/3/17 10,25	4	2,00	971,3	9,713
21/3/17 10,29	8	2,83	982,9	9,829
21/3/17 10,36	15	3,87	989,6	9,896
21/3/17 10,51	30	5,48	993,3	9,933
21/3/17 11,21	60	7,75	996,3	9,963
21/3/17 12,21	120	10,95	999,3	9,993
21/3/17 14,21	240	15,49	1002,3	10,023
22/3/17 10,21	1440	37,95	1006,9	10,069
Cedimento Primario [mm]			9,955	
Zero Corretto [mm]			9,442	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,627	
ΔH primario [mm]			0,513	
ΔH 24 ore [mm]			0,696	

Pressione verticale = 3200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
22/3/17 10,31	0,1	0,32	1017,9	10,179
22/3/17 10,31	0,25	0,50	1020,9	10,209
22/3/17 10,31	0,50	0,71	1023,3	10,233
22/3/17 10,32	1	1,00	1028,6	10,286
22/3/17 10,33	2	1,41	1034,6	10,346
22/3/17 10,35	4	2,00	1041,9	10,419
22/3/17 10,39	8	2,83	1049,2	10,492
22/3/17 10,46	15	3,87	1054,3	10,543
22/3/17 11,01	30	5,48	1058,3	10,583
22/3/17 11,31	60	7,75	1061,2	10,612
22/3/17 12,31	120	10,95	1063,6	10,636
22/3/17 14,31	240	15,49	1066,2	10,662
23/3/17 9,31	1380	37,15	1069,9	10,699
Cedimento Primario [mm]			10,621	
Zero Corretto [mm]			10,132	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,567	
ΔH primario [mm]			0,489	
ΔH 24 ore [mm]			0,630	

EDOMETRICA n°4

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	19,00	
Volume [cm ³]	37,31	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	52,700	34,190
Peso secco [g]	29,130	29,130
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,410	1,940
Contenuto d'acqua [%]	80,910	17,370
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,780	1,660
Indice dei vuoti [g/cm ³]	2,503	0,651

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
8/3/17 11,40	0,10	0,32	12,3	0,123
8/3/17 11,40	0,25	0,50	17,6	0,176
8/3/17 11,40	0,50	0,71	23,6	0,236
8/3/17 11,41	1	1,00	32,9	0,329
8/3/17 11,42	2	1,41	43,9	0,439
8/3/17 11,44	4	2,00	113,3	1,133
8/3/17 11,48	8	2,83	161,0	1,610
8/3/17 11,55	15	3,87	240,6	2,406
8/3/17 12,10	30	5,48	331,9	3,319
8/3/17 12,40	60	7,75	375,3	3,753
8/3/17 13,40	120	10,95	384,6	3,846
8/3/17 15,40	240	15,49	411,3	4,113
9/3/17 11,15	1415	37,62	446,9	4,469
Cedimento Primario [mm]			3,763	
Zero Corretto [mm]			0,023	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			4,446	
ΔH primario [mm]			3,740	
ΔH 24 ore [mm]			4,469	

Pressione verticale = 12,50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
9/3/17 11,18	0,1	0,32	448,0	4,480
9/3/17 11,18	0,25	0,50	448,6	4,486
9/3/17 11,18	0,50	0,71	452,6	4,526
9/3/17 11,19	1,00	1,00	456,6	4,566
9/3/17 11,20	2,00	1,41	462,0	4,620
9/3/17 11,22	4,00	2,00	468,6	4,686
9/3/17 11,26	8,00	2,83	477,9	4,779
9/3/17 11,33	15,00	3,87	487,6	4,876
9/3/17 11,48	30,00	5,48	495,9	4,959
9/3/17 12,18	60,00	7,75	502,9	5,029
9/3/17 13,18	120,00	10,95	506,6	5,066
9/3/17 15,18	240,00	15,49	508,8	5,088
10/3/17 11,18	1440,00	37,95	509,3	5,093
Cedimento Primario [mm]			5,032	
Zero Corretto [mm]			4,469	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,624	
ΔH primario [mm]			0,563	
ΔH 24 ore [mm]			0,624	

Pressione verticale = 25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
13/3/17 9,32	0,1	0,32	512,0	5,120
13/3/17 9,32	0,25	0,50	513,6	5,136
13/3/17 9,32	0,50	0,71	513,9	5,139
13/3/17 9,33	1	1,00	515,0	5,150
13/3/17 9,34	2	1,41	516,3	5,163
13/3/17 9,36	4	2,00	522,0	5,220
13/3/17 9,40	8	2,83	524,3	5,243
13/3/17 9,47	15	3,87	536,0	5,360
13/3/17 10,02	30	5,48	541,6	5,416
13/3/17 10,32	60	7,75	547,9	5,479
13/3/17 11,32	120	10,95	550,9	5,509
13/3/17 13,32	240	15,49	559,6	5,596
14/3/17 9,32	1440	37,95	565,3	5,653
Cedimento Primario [mm]			5,538	
Zero Corretto [mm]			5,122	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,531	
ΔH primario [mm]			0,416	
ΔH 24 ore [mm]			0,560	

Pressione verticale = 50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
14/3/17 13,00	0,1	0,32	568,0	5,680
14/3/17 13,00	0,25	0,50	569,3	5,693
14/3/17 13,00	0,5	0,71	575,3	5,753
14/3/17 13,01	1	1,00	578,8	5,788
14/3/17 13,02	2	1,41	580,0	5,800
14/3/17 13,04	4	2,00	582,8	5,828
14/3/17 13,08	8	2,83	584,0	5,840
14/3/17 13,15	15	3,87	596,3	5,963
14/3/17 13,30	30	5,48	598,8	5,988
14/3/17 14,00	60	7,75	601,9	6,019
14/3/17 15,00	120	10,95	603,6	6,036
14/3/17 17,00	240	15,49	604,9	6,049
15/3/17 13,00	1440	37,95	608,9	6,089
Cedimento Primario [mm]			5,990	
Zero Corretto [mm]			5,653	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,436	
ΔH primario [mm]			0,337	
ΔH 24 ore [mm]			0,436	

Pressione verticale = 100 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
15/3/17 12,23	0,1	0,32	615,3	6,153
15/3/17 12,23	0,25	0,50	618,3	6,183
15/3/17 12,23	0,5	0,71	624,6	6,246
15/3/17 12,24	1	1,00	631,6	6,316
15/3/17 12,25	2	1,41	642,0	6,420
15/3/17 12,27	4	2,00	656,0	6,560
15/3/17 12,31	8	2,83	666,6	6,666
15/3/17 12,38	15	3,87	674,6	6,746
15/3/17 12,53	30	5,48	686,9	6,869
15/3/17 13,23	60	7,75	690,6	6,906
15/3/17 14,23	120	10,95	693,9	6,939
15/3/17 16,23	240	15,49	697,3	6,973
16/3/17 12,23	1440	37,95	701,9	7,019
Cedimento Primario [mm]			6,872	
Zero Corretto [mm]			6,089	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,930	
ΔH primario [mm]			0,783	
ΔH 24 ore [mm]			0,930	

Pressione verticale = 200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
16/3/17 11,24	0,1	0,32	703,6	7,036
16/3/17 11,24	0,25	0,50	705,9	7,059
16/3/17 11,24	0,5	0,71	713,3	7,133
16/3/17 11,25	1	1,00	718,9	7,189
16/3/17 11,26	2	1,41	722,6	7,226
16/3/17 11,28	4	2,00	728,9	7,289
16/3/17 11,32	8	2,83	733,6	7,336
16/3/17 11,39	15	3,87	744,6	7,446
16/3/17 11,54	30	5,48	748,0	7,480
16/3/17 12,24	60	7,75	753,3	7,533
16/3/17 13,24	120	10,95	756,0	7,560
16/3/17 15,24	240	15,49	762,3	7,623
17/3/17 11,20	1436	37,89	768,3	7,683
20/3/17 10,15	5691	75,44	772,6	7,726
Cedimento Primario [mm]			7,553	
Zero Corretto [mm]			7,019	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,664	
ΔH primario [mm]			0,534	
ΔH 24 ore [mm]			0,664	

Pressione verticale = 400 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
20/3/17 10,18	0,1	0,32	779,3	7,793
20/3/17 10,18	0,25	0,50	781,3	7,813
20/3/17 10,18	0,5	0,71	783,9	7,839
20/3/17 10,19	1	1,00	789,9	7,899
20/3/17 10,20	2	1,41	795,3	7,953
20/3/17 10,22	4	2,00	801,6	8,016
20/3/17 10,26	8	2,83	807,3	8,073
20/3/17 10,33	15	3,87	811,0	8,110
20/3/17 10,48	30	5,48	819,6	8,196
20/3/17 11,18	60	7,75	824,6	8,246
20/3/17 12,18	120	10,95	828,0	8,280
20/3/17 14,18	240	15,49	830,9	8,309
21/3/17 10,18	1440	37,95	835,0	8,350
Cedimento Primario [mm]			8,235	
Zero Corretto [mm]			7,727	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,623	
ΔH primario [mm]			0,508	
ΔH 24 ore [mm]			0,624	

Pressione verticale = 800 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
21/3/17 10,16	0,1	0,32	840,9	8,409
21/3/17 10,16	0,25	0,50	841,0	8,410
21/3/17 10,16	0,5	0,71	843,3	8,433
21/3/17 10,17	1	1,00	855,0	8,550
21/3/17 10,18	2	1,41	861,6	8,616
21/3/17 10,20	4	2,00	870,6	8,706
21/3/17 10,24	8	2,83	876,6	8,766
21/3/17 10,31	15	3,87	883,6	8,836
21/3/17 10,46	30	5,48	888,9	8,889
21/3/17 11,16	60	7,75	891,9	8,919
21/3/17 12,16	120	10,95	894,3	8,943
21/3/17 14,16	240	15,49	897,6	8,976
22/3/17 10,16	1440	37,95	900,9	9,009
Cedimento Primario [mm]			8,933	
Zero Corretto [mm]			8,350	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,659	
ΔH primario [mm]			0,583	
ΔH 24 ore [mm]			0,659	

Pressione verticale = 1600 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
22/3/17 10,34	0,10	0,32	909,6	9,096
22/3/17 10,34	0,25	0,50	913,0	9,130
22/3/17 10,34	0,50	0,71	918,0	9,180
22/3/17 10,35	1	1,00	922,6	9,226
22/3/17 10,36	2	1,41	928,3	9,283
22/3/17 10,38	4	2,00	934,3	9,343
22/3/17 10,42	8	2,83	938,9	9,389
22/3/17 10,49	15	3,87	940,9	9,409
22/3/17 11,04	30	5,48	941,3	9,413
22/3/17 11,34	60	7,75	941,5	9,415
22/3/17 12,34	120	10,95	942,0	9,420
22/3/17 14,34	240	15,49	944,3	9,443
23/3/17 10,34	1440	37,95	953,3	9,533
24/3/17 11,26	2932	54,15	954,3	9,543
Cedimento Primario [mm]			9,471	
Zero Corretto [mm]			9,034	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,499	
ΔH primario [mm]			0,437	
ΔH 24 ore [mm]			0,524	

Pressione verticale = 3200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
23/3/17 11,31	0,1	0,32	966,3	9,663
23/3/17 11,31	0,25	0,50	969,3	9,693
23/3/17 11,31	0,50	0,71	972,9	9,729
23/3/17 11,32	1	1,00	979,6	9,796
23/3/17 11,33	2	1,41	986,2	9,862
23/3/17 11,35	4	2,00	993,6	9,936
23/3/17 11,39	8	2,83	997,6	9,976
23/3/17 11,46	15	3,87	1000,6	10,006
23/3/17 12,01	30	5,48	1002,8	10,028
23/3/17 12,31	60	7,75	1004,2	10,042
23/3/17 13,31	120	10,95	1005,6	10,056
23/3/17 15,31	240	15,49	1006,9	10,069
24/3/17 11,31	1440	37,95	1009,9	10,099
Cedimento Primario [mm]			10,012	
Zero Corretto [mm]			9,590	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,509	
ΔH primario [mm]			0,422	
ΔH 24 ore [mm]			0,556	

EDOMETRICA n°5

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	19,00	
Volume [cm ³]	37,31	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	58,430	37,930
Peso secco [g]	29,580	29,580
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,570	2,030
Contenuto d'acqua [%]	97,530	28,230
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,790	1,580
Indice dei vuoti [g/cm ³]	2,449	0,727

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
27/3/17 11,11	0,10	0,32	22,6	0,226
27/3/17 11,11	0,25	0,50	42,0	0,420
27/3/17 11,11	0,50	0,71	50,6	0,506
27/3/17 11,12	1	1,00	64,6	0,646
27/3/17 11,13	2	1,41	79,0	0,790
27/3/17 11,15	4	2,00	108,0	1,080
27/3/17 11,19	8	2,83	144,3	1,443
27/3/17 11,26	15	3,87	191,0	1,910
27/3/17 11,41	30	5,48	239,3	2,393
27/3/17 12,11	60	7,75	252,0	2,520
27/3/17 13,20	129	11,36	258,6	2,586
27/3/17 15,31	260	16,12	285,3	2,853
28/3/17 9,42	1351	36,76	295,3	2,953
Cedimento Primario [mm]			2,748	
Zero Corretto [mm]			0,194	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			2,759	
ΔH primario [mm]			2,554	
ΔH 24 ore [mm]			2,953	

Pressione verticale = 12,50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
28/3/17 9,42	0,1	0,32	297,3	2,973
28/3/17 9,42	0,25	0,50	298,3	2,983
28/3/17 9,42	0,50	0,71	299,6	2,996
28/3/17 9,43	1,00	1,00	301,3	3,013
28/3/17 9,44	2,00	1,41	304,3	3,043
28/3/17 9,46	4,00	2,00	312,9	3,129
28/3/17 9,50	8,00	2,83	319,9	3,199
28/3/17 9,57	15,00	3,87	327,3	3,273
28/3/17 10,12	30,00	5,48	340,0	3,400
28/3/17 10,42	60,00	7,75	350,6	3,506
28/3/17 11,42	120,00	10,95	361,3	3,613
28/3/17 13,42	240,00	15,49	363,0	3,630
29/3/17 10,06	1464,00	38,26	373,0	3,730
Cedimento Primario [mm]			3,581	
Zero Corretto [mm]			2,953	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,777	
ΔH primario [mm]			0,628	
ΔH 24 ore [mm]			0,777	

Pressione verticale = 25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
29/3/17 10,10	0,1	0,32	379,0	3,790
29/3/17 10,10	0,25	0,50	382,6	3,826
29/3/17 10,10	0,50	0,71	384,9	3,849
29/3/17 10,11	1	1,00	389,0	3,890
29/3/17 10,12	2	1,41	394,0	3,940
29/3/17 10,14	4	2,00	403,6	4,036
29/3/17 10,18	8	2,83	413,6	4,136
29/3/17 10,25	15	3,87	420,3	4,203
29/3/17 10,40	30	5,48	425,8	4,258
29/3/17 11,10	60	7,75	436,0	4,360
29/3/17 12,10	120	10,95	439,3	4,393
29/3/17 14,10	240	15,49	441,9	4,419
30/3/17 10,10	1440	37,95	458,6	4,586
Cedimento Primario [mm]			4,376	
Zero Corretto [mm]			3,762	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,824	
ΔH primario [mm]			0,614	
ΔH 24 ore [mm]			0,856	

Pressione verticale = 50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
30/3/17 10,18	0,1	0,32	462,9	4,629
30/3/17 10,18	0,25	0,50	465,3	4,653
30/3/17 10,18	0,5	0,71	467,6	4,676
30/3/17 10,19	1	1,00	473,0	4,730
30/3/17 10,20	2	1,41	478,3	4,783
30/3/17 10,22	4	2,00	485,3	4,853
30/3/17 10,26	8	2,83	503,6	5,036
30/3/17 10,33	15	3,87	510,6	5,106
30/3/17 10,48	30	5,48	515,3	5,153
30/3/17 11,18	60	7,75	526,8	5,268
30/3/17 12,18	120	10,95	529,8	5,298
30/3/17 14,18	240	15,49	532,3	5,323
31/3/17 10,15	1437	37,91	537,6	5,376
3/4/17 10,15	5757	75,87	543,6	5,436
Cedimento Primario [mm]			5,228	
Zero Corretto [mm]			4,586	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,790	
ΔH primario [mm]			0,642	
ΔH 24 ore [mm]			0,790	

Pressione verticale = 100 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
3/4/17 10,17	0,1	0,32	550,0	5,500
3/4/17 10,17	0,25	0,50	553,3	5,533
3/4/17 10,17	0,5	0,71	555,6	5,556
3/4/17 10,18	1	1,00	561,6	5,616
3/4/17 10,19	2	1,41	567,9	5,679
3/4/17 10,21	4	2,00	576,3	5,763
3/4/17 10,25	8	2,83	584,3	5,843
3/4/17 10,32	15	3,87	590,6	5,906
3/4/17 10,47	30	5,48	596,3	5,963
3/4/17 11,17	60	7,75	602,0	6,020
3/4/17 12,17	120	10,95	605,6	6,056
3/4/17 14,17	240	15,49	608,3	6,083
4/4/17 10,17	1440	37,95	615,9	6,159
Cedimento Primario [mm]			6,009	
Zero Corretto [mm]			5,450	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,709	
ΔH primario [mm]			0,559	
ΔH 24 ore [mm]			0,723	

Pressione verticale = 200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
4/4/17 10,18	0,1	0,32	624,6	6,246
4/4/17 10,18	0,25	0,50	628,6	6,286
4/4/17 10,18	0,5	0,71	633,0	6,330
4/4/17 10,19	1	1,00	638,9	6,389
4/4/17 10,20	2	1,41	646,0	6,460
4/4/17 10,22	4	2,00	656,3	6,563
4/4/17 10,26	8	2,83	665,4	6,654
4/4/17 10,33	15	3,87	673,0	6,730
4/4/17 10,48	30	5,48	678,6	6,786
4/4/17 11,18	60	7,75	682,9	6,829
4/4/17 12,18	120	10,95	686,3	6,863
4/4/17 14,18	240	15,49	689,5	6,895
5/4/17 9,45	1407	37,51	694,6	6,946
Cedimento Primario [mm]			6,842	
Zero Corretto [mm]			6,183	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,763	
ΔH primario [mm]			0,659	
ΔH 24 ore [mm]			0,787	

Pressione verticale = 400 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
5/4/17 9,45	0,1	0,32	705,6	7,056
5/4/17 9,45	0,25	0,50	709,3	7,093
5/4/17 9,45	0,5	0,71	713,3	7,133
5/4/17 9,46	1	1,00	720,0	7,200
5/4/17 9,47	2	1,41	728,6	7,286
5/4/17 9,49	4	2,00	737,0	7,370
5/4/17 9,53	8	2,83	745,0	7,450
5/4/17 10,00	15	3,87	752,0	7,520
5/4/17 10,15	30	5,48	756,6	7,566
5/4/17 10,45	60	7,75	760,3	7,603
5/4/17 11,45	120	10,95	763,3	7,633
5/4/17 13,45	240	15,49	765,3	7,653
6/4/17 9,40	1435	37,88	769,6	7,696
Cedimento Primario [mm]			7,605	
Zero Corretto [mm]			6,986	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,710	
ΔH primario [mm]			0,619	
ΔH 24 ore [mm]			0,750	

Pressione verticale = 800 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
6/4/17 9,42	0,1	0,32	780,9	7,809
6/4/17 9,42	0,25	0,50	783,9	7,839
6/4/17 9,42	0,5	0,71	789,0	7,890
6/4/17 9,43	1	1,00	796,8	7,968
6/4/17 9,44	2	1,41	804,0	8,040
6/4/17 9,46	4	2,00	811,8	8,118
6/4/17 9,50	8	2,83	818,3	8,183
6/4/17 9,57	15	3,87	822,0	8,220
6/4/17 10,12	30	5,48	825,6	8,256
6/4/17 10,42	60	7,75	828,3	8,283
6/4/17 11,42	120	10,95	830,8	8,308
6/4/17 13,42	240	15,49	834,6	8,346
7/4/17 9,42	1440	37,95	836,6	8,366
10/4/17 9,55	5773	75,98	839,5	8,395
Cedimento Primario [mm]			8,315	
Zero Corretto [mm]			7,710	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,656	
ΔH primario [mm]			0,605	
ΔH 24 ore [mm]			0,670	

Pressione verticale = 1600 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
10/4/17 10,00	0,10	0,32	851,5	8,515
10/4/17 10,00	0,25	0,50	855,9	8,559
10/4/17 10,00	0,50	0,71	859,9	8,599
10/4/17 10,01	1	1,00	864,9	8,649
10/4/17 10,02	2	1,41	871,3	8,713
10/4/17 10,04	4	2,00	878,0	8,780
10/4/17 10,08	8	2,83	883,9	8,839
10/4/17 10,15	15	3,87	887,5	8,875
10/4/17 10,30	30	5,48	890,3	8,903
10/4/17 11,00	60	7,75	894,0	8,940
10/4/17 12,00	120	10,95	897,5	8,975
10/4/17 14,00	240	15,49	899,3	8,993
Cedimento Primario [mm]			8,945	
Zero Corretto [mm]			8,469	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,564	
ΔH primario [mm]			0,476	
ΔH 24 ore [mm]			0,638	

Pressione verticale = 3200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
11/4/17 9,50	0,1	0,32	916,0	9,160
11/4/17 9,50	0,25	0,50	920,0	9,200
11/4/17 9,50	0,50	0,71	924,5	9,245
11/4/17 9,51	1	1,00	929,5	9,295
11/4/17 9,52	2	1,41	936,1	9,361
11/4/17 9,54	4	2,00	938,3	9,383
11/4/17 9,58	8	2,83	941,9	9,419
11/4/17 10,05	15	3,87	944,6	9,446
11/4/17 10,20	30	5,48	946,3	9,463
11/4/17 10,50	60	7,75	949,0	9,490
11/4/17 11,50	120	10,95	951,3	9,513
11/4/17 13,50	240	15,49	953,6	9,536
12/4/17 9,50	1440	37,95	957,9	9,579
Cedimento Primario [mm]			9,493	
Zero Corretto [mm]			9,105	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,474	
ΔH primario [mm]			0,388	
ΔH 24 ore [mm]			0,546	

EDOMETRICA n°6

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	19,50	
Volume [cm ³]	38,29	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	58,430	36,990
Peso secco [g]	30,900	30,900
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,530	2,210
Contenuto d'acqua [%]	89,090	19,710
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,810	1,850
Indice dei vuoti [g/cm ³]	2,389	0,482

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
27/3/17 11,11	0,10	0,32	13,0	0,130
27/3/17 11,11	0,25	0,50	17,3	0,173
27/3/17 11,11	0,50	0,71	21,5	0,215
27/3/17 11,12	1	1,00	25,8	0,258
27/3/17 11,13	2	1,41	31,3	0,313
27/3/17 11,15	4	2,00	38,5	0,385
27/3/17 11,19	8	2,83	51,3	0,513
27/3/17 11,26	15	3,87	146,0	1,460
27/3/17 11,41	30	5,48	161,8	1,618
27/3/17 12,11	60	7,75	165,0	1,650
27/3/17 13,20	129	11,36	171,3	1,713
27/3/17 15,31	260	16,12	174,9	1,749
28/3/17 9,42	1351	36,76	196,9	1,969
Cedimento Primario [mm]			1,560	
Zero Corretto [mm]			0,088	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			1,881	
ΔH primario [mm]			1,472	
ΔH 24 ore [mm]			1,969	

Pressione verticale = 12,50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
28/3/17 9,47	0,1	0,32	201,6	2,016
28/3/17 9,47	0,25	0,50	202,0	2,020
28/3/17 9,47	0,50	0,71	203,3	2,033
28/3/17 9,48	1	1,00	204,3	2,043
28/3/17 9,49	2	1,41	206,0	2,060
28/3/17 9,51	4	2,00	210,3	2,103
28/3/17 9,55	8	2,83	219,6	2,196
28/3/17 10,02	15	3,87	256,9	2,569
28/3/17 10,17	30	5,48	265,6	2,656
28/3/17 10,47	60	7,75	268,3	2,683
28/3/17 11,47	120	10,95	269,6	2,696
28/3/17 13,47	240	15,49	271,0	2,710
29/3/17 10,06	1459	38,20	279,6	2,796
Cedimento Primario [mm]			2,657	
Zero Corretto [mm]			1,997	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,799	
ΔH primario [mm]			0,660	
ΔH 24 ore [mm]			0,827	

Pressione verticale = 25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
29/3/17 10,08	0,1	0,32	289,0	2,890
29/3/17 10,08	0,25	0,50	292,0	2,920
29/3/17 10,08	0,50	0,71	295,3	2,953
29/3/17 10,09	1	1,00	301,3	3,013
29/3/17 10,10	2	1,41	312,0	3,120
29/3/17 10,12	4	2,00	324,0	3,240
29/3/17 10,16	8	2,83	343,0	3,430
29/3/17 10,23	15	3,87	350,0	3,500
29/3/17 10,47	39	6,24	357,0	3,570
29/3/17 11,08	60	7,75	359,6	3,596
29/3/17 12,08	120	10,95	362,0	3,620
29/3/17 14,08	240	15,49	365,9	3,659
30/3/17 10,08	1440	37,95	367,6	3,676
Cedimento Primario [mm]			3,634	
Zero Corretto [mm]			2,827	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,849	
ΔH primario [mm]			0,807	
ΔH 24 ore [mm]			0,880	

Pressione verticale = 50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
30/3/17 10,18	0,1	0,32	385,0	3,850
30/3/17 10,18	0,25	0,50	391,3	3,913
30/3/17 10,18	0,5	0,71	398,3	3,983
30/3/17 10,19	1	1,00	408,0	4,080
30/3/17 10,20	2	1,41	419,3	4,193
30/3/17 10,22	4	2,00	434,0	4,340
30/3/17 10,26	8	2,83	456,5	4,565
30/3/17 10,33	15	3,87	480,3	4,803
30/3/17 10,48	30	5,48	553,5	5,535
30/3/17 11,18	60	7,75	604,3	6,043
30/3/17 12,18	120	10,95	626,3	6,263
30/3/17 14,18	240	15,49	631,3	6,313
31/3/17 10,15	1437	37,91	639,0	6,390
3/4/17 10,15	5757	75,87	644,3	6,443
Cedimento Primario [mm]			6,269	
Zero Corretto [mm]			3,746	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			2,644	
ΔH primario [mm]			2,523	
ΔH 24 ore [mm]			2,714	

Pressione verticale = 100 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
3/4/17 10,17	0,1	0,32	652,8	6,528
3/4/17 10,17	0,25	0,50	657,3	6,573
3/4/17 10,17	0,5	0,71	660,3	6,603
3/4/17 10,18	1	1,00	666,5	6,665
3/4/17 10,19	2	1,41	674,8	6,748
3/4/17 10,21	4	2,00	686,0	6,860
3/4/17 10,25	8	2,83	699,0	6,990
3/4/17 10,32	15	3,87	710,0	7,100
3/4/17 10,47	30	5,48	719,5	7,195
3/4/17 11,17	60	7,75	725,5	7,255
3/4/17 12,17	120	10,95	729,8	7,298
3/4/17 14,17	240	15,49	733,3	7,333
4/4/17 10,17	1440	37,95	740,6	7,406
Cedimento Primario [mm]			7,256	
Zero Corretto [mm]			6,481	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,925	
ΔH primario [mm]			0,775	
ΔH 24 ore [mm]			0,963	

Pressione verticale = 200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
4/4/17 10,18	0,1	0,32	748,8	7,488
4/4/17 10,18	0,25	0,50	752,5	7,525
4/4/17 10,18	0,5	0,71	756,8	7,568
4/4/17 10,19	1	1,00	762,8	7,628
4/4/17 10,20	2	1,41	770,0	7,700
4/4/17 10,22	4	2,00	779,8	7,798
4/4/17 10,26	8	2,83	789,5	7,895
4/4/17 10,33	15	3,87	796,8	7,968
4/4/17 10,48	30	5,48	802,5	8,025
4/4/17 11,18	60	7,75	807,0	8,070
4/4/17 12,18	120	10,95	810,5	8,105
4/4/17 14,18	240	15,49	814,0	8,140
5/4/17 9,50	1412	37,58	820,3	8,203
Cedimento Primario [mm]			8,061	
Zero Corretto [mm]			7,422	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,781	
ΔH primario [mm]			0,639	
ΔH 24 ore [mm]			0,797	

Pressione verticale = 400 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
5/4/17 9,50	0,1	0,32	830,3	8,303
5/4/17 9,50	0,25	0,50	834,0	8,340
5/4/17 9,50	0,5	0,71	837,9	8,379
5/4/17 9,51	1	1,00	844,0	8,440
5/4/17 9,52	2	1,41	851,9	8,519
5/4/17 9,54	4	2,00	862,3	8,623
5/4/17 9,58	8	2,83	872,9	8,729
5/4/17 10,05	15	3,87	880,0	8,800
5/4/17 10,20	30	5,48	885,3	8,853
5/4/17 10,50	60	7,75	889,6	8,896
5/4/17 11,50	120	10,95	892,9	8,929
5/4/17 13,50	240	15,49	895,9	8,959
6/4/17 9,35	1425	37,75	901,5	9,015
Cedimento Primario [mm]			8,884	
Zero Corretto [mm]			8,240	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,775	
ΔH primario [mm]			0,644	
ΔH 24 ore [mm]			0,812	

Pressione verticale = 800 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
6/4/17 9,44	0,1	0,32	909,6	9,096
6/4/17 9,44	0,25	0,50	914,3	9,143
6/4/17 9,44	0,5	0,71	918,3	9,183
6/4/17 9,45	1	1,00	924,0	9,240
6/4/17 9,46	2	1,41	931,9	9,319
6/4/17 9,48	4	2,00	941,3	9,413
6/4/17 9,52	8	2,83	949,9	9,499
6/4/17 9,59	15	3,87	955,6	9,556
6/4/17 10,14	30	5,48	960,0	9,600
6/4/17 10,44	60	7,75	963,3	9,633
6/4/17 11,44	120	10,95	966,3	9,663
6/4/17 17,44	480	21,91	971,8	9,718
7/4/17 9,44	1440	37,95	974,5	9,745
10/4/17 9,52	5768	75,95	978,4	9,784
Cedimento Primario [mm]			9,639	
Zero Corretto [mm]			9,046	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,699	
ΔH primario [mm]			0,593	
ΔH 24 ore [mm]			0,730	

Pressione verticale = 1600 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
10/4/17 9,57	0,10	0,32	988,4	9,884
10/4/17 9,57	0,25	0,50	990,9	9,909
10/4/17 9,57	0,50	0,71	994,0	9,940
10/4/17 9,58	1,00	1,00	998,2	9,982
10/4/17 9,59	2,00	1,41	1004,9	10,049
10/4/17 10,01	4,00	2,00	1012,5	10,125
10/4/17 10,05	8,00	2,83	1019,9	10,199
10/4/17 10,12	15,00	3,87	1024,9	10,249
10/4/17 10,27	30,00	5,48	1029,2	10,292
10/4/17 10,57	60,00	7,75	1032,5	10,325
10/4/17 11,57	120,00	10,95	1034,9	10,349
10/4/17 13,57	240,00	15,49	1037,5	10,375
11/4/17 9,35	1418,00	37,66	1042,2	10,422
Cedimento Primario [mm]			10,313	
Zero Corretto [mm]			9,836	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,586	
ΔH primario [mm]			0,477	
ΔH 24 ore [mm]			0,638	

Pressione verticale = 3200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
11/4/17 9,45	0,1	0,32	1051,9	10,519
11/4/17 9,45	0,25	0,50	1054,9	10,549
11/4/17 9,45	0,50	0,71	1058,8	10,588
11/4/17 9,46	1	1,00	1063,8	10,638
11/4/17 9,47	2	1,41	1070,4	10,704
11/4/17 9,49	4	2,00	1078,7	10,787
11/4/17 9,53	8	2,83	1086,7	10,867
11/4/17 10,00	15	3,87	1090,9	10,909
11/4/17 10,15	30	5,48	1094,9	10,949
11/4/17 10,45	60	7,75	1097,8	10,978
11/4/17 11,45	120	10,95	1099,9	10,999
11/4/17 13,45	240	15,49	1102,2	11,022
12/4/17 9,45	1440	37,95	1106,5	11,065
Cedimento Primario [mm]			10,960	
Zero Corretto [mm]			10,460	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,605	
ΔH primario [mm]			0,500	
ΔH 24 ore [mm]			0,643	

EDOMETRICA n°7

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	17,60	
Volume [cm ³]	34,56	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	54,430	35,550
Peso secco [g]	27,480	27,480
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,580	1,960
Contenuto d'acqua [%]	98,070	29,370
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,800	1,520
Indice dei vuoti [g/cm ³]	2,439	0,803

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
3/10/17 10,08	0,10	0,32	11,0	0,110
3/10/17 10,08	0,25	0,50	14,6	0,146
3/10/17 10,08	0,50	0,71	22,0	0,220
3/10/17 10,09	1	1,00	31,9	0,319
3/10/17 10,10	2	1,41	47,6	0,476
3/10/17 10,12	4	2,00	73,0	0,730
3/10/17 10,16	8	2,83	111,6	1,116
3/10/17 10,23	15	3,87	154,0	1,540
3/10/17 10,38	30	5,48	208,0	2,080
3/10/17 11,08	60	7,75	225,0	2,250
3/10/17 12,08	120	10,95	232,6	2,326
3/10/17 14,38	270	16,43	238,3	2,383
4/10/17 9,48	1420	37,68	246,9	2,469
Cedimento Primario [mm]			2,291	
Zero Corretto [mm]			0,000	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			2,469	
ΔH primario [mm]			2,291	
ΔH 24 ore [mm]			2,469	

Pressione verticale = 100 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
4/10/17 9,48	0,1	0,32	287,6	2,876
4/10/17 9,48	0,25	0,50	303,0	3,030
4/10/17 9,48	0,5	0,71	314,9	3,149
4/10/17 9,49	1	1,00	335,6	3,356
4/10/17 9,50	2	1,41	364,3	3,643
4/10/17 9,52	4	2,00	403,9	4,039
4/10/17 9,56	8	2,83	449,3	4,493
4/10/17 10,03	15	3,87	477,6	4,776
4/10/17 10,18	30	5,48	492,6	4,926
4/10/17 10,48	60	7,75	496,0	4,960
4/10/17 11,48	120	10,95	500,6	5,006
4/10/17 13,48	240	15,49	504,0	5,040
5/10/17 9,37	1429	37,80	510,0	5,100
Cedimento Primario [mm]			4,949	
Zero Corretto [mm]			2,704	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			2,396	
ΔH primario [mm]			2,245	
ΔH 24 ore [mm]			2,631	

Pressione verticale = 200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
5/10/17 10,24	0,1	0,32	518,0	5,180
5/10/17 10,24	0,25	0,50	521,0	5,210
5/10/17 10,24	0,50	0,71	525,0	5,250
5/10/17 10,25	1	1,00	530,0	5,300
5/10/17 10,26	2	1,41	536,6	5,366
5/10/17 10,28	4	2,00	546,0	5,460
5/10/17 10,32	8	2,83	551,6	5,516
5/10/17 10,39	15	3,87	560,0	5,600
5/10/17 10,54	30	5,48	564,3	5,643
5/10/17 11,24	60	7,75	568,3	5,683
5/10/17 12,24	120	10,95	572,0	5,720
5/10/17 14,24	240	15,49	575,0	5,750
6/10/17 10,24	1440	37,95	581,3	5,813
10/10/17 11,03	7239	85,08	585,9	5,859
Cedimento Primario [mm]			5,681	
Zero Corretto [mm]			5,120	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,693	
ΔH primario [mm]			0,561	
ΔH 24 ore [mm]			0,713	

Pressione verticale = 400 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
10/10/17 10,04	0,1	0,32	594,0	5,940
10/10/17 10,04	0,25	0,50	597,0	5,970
10/10/17 10,04	0,5	0,71	601,0	6,010
10/10/17 10,05	1	1,00	606,0	6,060
10/10/17 10,06	2	1,41	611,6	6,116
10/10/17 10,08	4	2,00	620,0	6,200
10/10/17 10,12	8	2,83	627,0	6,270
10/10/17 10,19	15	3,87	631,0	6,310
10/10/17 10,34	30	5,48	635,6	6,356
10/10/17 11,04	60	7,75	638,9	6,389
10/10/17 12,04	120	10,95	644,0	6,440
10/10/17 14,04	240	15,49	645,3	6,453
11/10/17 14,13	1689	41,10	654,3	6,543
Cedimento Primario [mm]			6,416	
Zero Corretto [mm]			5,880	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,663	
ΔH primario [mm]			0,536	
ΔH 24 ore [mm]			0,684	

Pressione verticale = 800 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
11/10/17 14,13	0,1	0,32	664,0	6,640
11/10/17 14,13	0,25	0,50	668,0	6,680
11/10/17 14,13	0,5	0,71	672,3	6,723
11/10/17 14,14	1	1,00	678,0	6,780
11/10/17 14,15	2	1,41	685,6	6,856
11/10/17 14,17	4	2,00	694,3	6,943
11/10/17 14,21	8	2,83	704,6	7,046
11/10/17 14,28	15	3,87	705,6	7,056
11/10/17 14,43	30	5,48	709,3	7,093
11/10/17 15,13	60	7,75	712,3	7,123
11/10/17 16,13	120	10,95	715,0	7,150
11/10/17 18,13	240	15,49	717,3	7,173
12/10/17 12,00	1307	36,15	722,0	7,220
Cedimento Primario [mm]			7,086	
Zero Corretto [mm]			6,590	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,630	
ΔH primario [mm]			0,496	
ΔH 24 ore [mm]			0,677	

Pressione verticale = 1600 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
12/10/17 12,03	0,10	0,32	736,0	7,360
12/10/17 12,03	0,25	0,50	739,0	7,390
12/10/17 12,03	0,50	0,71	742,9	7,429
12/10/17 12,04	1	1,00	749,6	7,496
12/10/17 12,05	2	1,41	754,0	7,540
12/10/17 12,07	4	2,00	763,0	7,630
12/10/17 12,11	8	2,83	769,0	7,690
12/10/17 12,18	15	3,87	773,0	7,730
12/10/17 12,33	30	5,48	776,0	7,760
12/10/17 13,03	60	7,75	778,6	7,786
12/10/17 14,03	120	10,95	781,0	7,810
12/10/17 16,03	240	15,49	782,9	7,829
13/10/17 14,03	1560	39,50	787,6	7,876
19/10/17 11,15	10032	100,16	791,9	7,919
Cedimento Primario [mm]			7,753	
Zero Corretto [mm]			7,318	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,558	
ΔH primario [mm]			0,435	
ΔH 24 ore [mm]			0,656	

Pressione verticale = 3200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
19/10/17 11,23	0,1	0,32	0,36	803,3
19/10/17 11,23	0,25	0,50	0,57	807,0
19/10/17 11,23	0,50	0,71	0,81	812,0
19/10/17 11,24	1	1,00	1,15	816,0
19/10/17 11,25	2	1,41	1,63	821,0
19/10/17 11,27	4	2,00	2,30	826,5
19/10/17 11,31	8	2,83	3,25	831,6
19/10/17 11,38	15	3,87	4,45	833,9
19/10/17 11,53	30	5,48	6,30	836,0
19/10/17 12,23	60	7,75	8,91	838,3
19/10/17 13,23	120	10,95	12,60	840,3
19/10/17 15,23	240	15,49	17,82	842,3
20/10/17 11,00	1417	37,64	43,29	846,3
Cedimento Primario [mm]			8,357	
Zero Corretto [mm]			8,030	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,433	
ΔH primario [mm]			0,327	
ΔH 24 ore [mm]			0,544	

EDOMETRICA n°8

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	15,57	
Volume [cm ³]	30,57	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	50,330	36,280
Peso secco [g]	26,080	26,080
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,650	1,730
Contenuto d'acqua [%]	93,000	39,110
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,850	1,240
Indice dei vuoti [g/cm ³]	2,206	1,200

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
20/9/17 9,30	0,10	0,32	6,0	0,060
20/9/17 9,30	0,25	0,50	8,0	0,080
20/9/17 9,30	0,50	0,71	11,0	0,110
20/9/17 9,31	1	1,00	16,3	0,163
20/9/17 9,32	2	1,41	25,0	0,250
20/9/17 9,34	4	2,00	39,0	0,390
20/9/17 9,38	8	2,83	59,0	0,590
20/9/17 9,45	15	3,87	81,6	0,816
20/9/17 10,00	30	5,48	103,0	1,030
20/9/17 10,30	60	7,75	113,0	1,130
20/9/17 11,30	120	10,95	118,0	1,180
20/9/17 13,30	240	15,49	121,9	1,219
21/9/17 9,12	1422	37,71	129,9	1,299
Cedimento Primario [mm]			1,134	
Zero Corretto [mm]			0,000	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			1,299	
ΔH primario [mm]			1,134	
ΔH 24 ore [mm]			1,299	

Pressione verticale = 12,50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
21/9/17 12,47	0,1	0,32	131,0	1,310
21/9/17 12,47	0,25	0,50	131,9	1,319
21/9/17 12,47	0,50	0,71	132,3	1,323
21/9/17 12,48	1,00	1,00	133,3	1,333
21/9/17 12,49	2,00	1,41	134,6	1,346
21/9/17 12,51	4,00	2,00	136,3	1,363
21/9/17 12,55	8,00	2,83	138,6	1,386
21/9/17 13,02	15,00	3,87	140,6	1,406
21/9/17 13,17	30,00	5,48	143,3	1,433
21/9/17 13,47	60,00	7,75	146,3	1,463
21/9/17 14,47	120,00	10,95	149,3	1,493
21/9/17 16,47	240,00	15,49	152,0	1,520
22/9/17 14,14	1527,00	39,08	158,9	1,589
Cedimento Primario [mm]			1,532	
Zero Corretto [mm]			1,305	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,284	
ΔH primario [mm]			0,227	
ΔH 24 ore [mm]			0,290	

Pressione verticale = 25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
22/9/17 14,22	0,1	0,32	161,6	1,616
22/9/17 14,22	0,25	0,50	162,6	1,626
22/9/17 14,22	0,50	0,71	164,0	1,640
22/9/17 14,23	1	1,00	166,0	1,660
22/9/17 14,24	2	1,41	168,6	1,686
22/9/17 14,26	4	2,00	172,6	1,726
22/9/17 14,30	8	2,83	177,0	1,770
22/9/17 14,37	15	3,87	181,6	1,816
22/9/17 14,52	30	5,48	186,9	1,869
22/9/17 15,22	60	7,75	192,0	1,920
22/9/17 16,22	120	10,95	196,0	1,960
22/9/17 18,22	240	15,49	199,5	1,995
23/9/17 11,25	1263	35,54	206,3	2,063
25/9/17 12,13	4191	64,74	211,0	2,110
Cedimento Primario [mm]			1,966	
Zero Corretto [mm]			1,592	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,471	
ΔH primario [mm]			0,374	
ΔH 24 ore [mm]			0,474	

Pressione verticale = 50 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
25/9/17 12,15	0,1	0,32	216,0	2,160
25/9/17 12,15	0,25	0,50	219,0	2,190
25/9/17 12,15	0,5	0,71	220,0	2,200
25/9/17 12,16	1	1,00	222,3	2,223
25/9/17 12,17	2	1,41	226,6	2,266
25/9/17 12,19	4	2,00	232,3	2,323
25/9/17 12,23	8	2,83	233,6	2,336
25/9/17 12,30	15	3,87	244,6	2,446
25/9/17 12,45	30	5,48	249,9	2,499
25/9/17 13,15	60	7,75	255,0	2,550
25/9/17 14,15	120	10,95	259,3	2,593
25/9/17 16,15	240	15,49	262,6	2,626
26/9/17 14,29	1574	39,67	270,6	2,706
26/9/17 14,33	1578	39,72	272,3	2,723
Cedimento Primario [mm]			2,560	
Zero Corretto [mm]			2,157	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,549	
ΔH primario [mm]			0,403	
ΔH 24 ore [mm]			0,596	

Pressione verticale = 100 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
26/9/17 14,33	0,1	0,32	278,3	2,783
26/9/17 14,33	0,25	0,50	281,6	2,816
26/9/17 14,33	0,5	0,71	285,3	2,853
26/9/17 14,34	1	1,00	289,9	2,899
26/9/17 14,35	2	1,41	296,9	2,969
26/9/17 14,37	4	2,00	304,9	3,049
26/9/17 14,41	8	2,83	311,9	3,119
26/9/17 14,48	15	3,87	319,3	3,193
26/9/17 15,03	30	5,48	325,3	3,253
26/9/17 15,33	60	7,75	330,3	3,303
26/9/17 16,33	120	10,95	334,6	3,346
26/9/17 18,33	240	15,49	337,9	3,379
27/9/17 13,30	1377	37,11	345,0	3,450
Cedimento Primario [mm]			3,305	
Zero Corretto [mm]			2,733	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,717	
ΔH primario [mm]			0,572	
ΔH 24 ore [mm]			0,727	

Pressione verticale = 200 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
27/9/17 13,10	0,1	0,32	355,0	3,550
27/9/17 13,10	0,25	0,50	358,0	3,580
27/9/17 13,10	0,5	0,71	363,0	3,630
27/9/17 13,11	1	1,00	367,6	3,676
27/9/17 13,12	2	1,41	374,6	3,746
27/9/17 13,14	4	2,00	382,6	3,826
27/9/17 13,18	8	2,83	390,0	3,900
27/9/17 13,25	15	3,87	397,6	3,976
27/9/17 13,40	30	5,48	402,9	4,029
27/9/17 14,10	60	7,75	406,9	4,069
27/9/17 15,10	120	10,95	410,0	4,100
27/9/17 17,10	240	15,49	413,6	4,136
28/9/17 12,38	1408	37,52	420,0	4,200
Cedimento Primario [mm]			4,061	
Zero Corretto [mm]			3,484	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,716	
ΔH primario [mm]			0,577	
ΔH 24 ore [mm]			0,750	

Pressione verticale = 400 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
28/9/17 12,47	0,1	0,32	432,0	4,320
28/9/17 12,47	0,25	0,50	435,0	4,350
28/9/17 12,47	0,5	0,71	439,0	4,390
28/9/17 12,48	1	1,00	444,0	4,440
28/9/17 12,49	2	1,41	453,6	4,536
28/9/17 12,51	4	2,00	461,0	4,610
28/9/17 12,55	8	2,83	468,0	4,680
28/9/17 13,02	15	3,87	474,6	4,746
28/9/17 13,17	30	5,48	479,6	4,796
28/9/17 13,47	60	7,75	483,3	4,833
28/9/17 14,47	120	10,95	485,6	4,856
28/9/17 16,47	240	15,49	488,6	4,886
29/9/17 11,56	1389	37,27	494,6	4,946
Cedimento Primario [mm]			4,813	
Zero Corretto [mm]			4,260	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,686	
ΔH primario [mm]			0,553	
ΔH 24 ore [mm]			0,746	

EDOMETRICA n°9

Geometria del campione		
Diametro [cm]	5,00	
Area [cm ²]	19,63	
Altezza [cm]	20,00	
Volume [cm ³]	39,27	
Dati e parametri del campione		
	Iniziale	Finale
Peso umido [g]	55,000	42,340
Peso secco [g]	28,740	28,740
Peso specifico dei grani [g/cm ³]	2,735	2,735
Peso di volume [g/cm ³]	1,400	1,570
Contenuto d'acqua [%]	91,370	47,340
Peso di volume secco [g/cm ³]	0,730	1,070
Indice dei vuoti [g/cm ³]	2,730	1,551

Pressione verticale = 6,25 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Lecture	ΔH [mm]
5/10/17 10,20	0,10	0,32	15,0	0,150
5/10/17 10,20	0,25	0,50	19,0	0,190
5/10/17 10,20	0,50	0,71	22,6	0,226
5/10/17 10,21	1	1,00	28,6	0,286
5/10/17 10,22	2	1,41	38,0	0,380
5/10/17 10,24	4	2,00	60,0	0,600
5/10/17 10,28	8	2,83	74,6	0,746
5/10/17 10,35	15	3,87	82,9	0,829
5/10/17 10,50	30	5,48	110,0	1,100
5/10/17 11,20	60	7,75	154,6	1,546
5/10/17 12,20	120	10,95	190,9	1,909
5/10/17 14,20	240	15,49	202,0	2,020
6/10/17 10,20	1440	37,95	211,9	2,119
10/10/17 9,23	7143	84,52	220,3	2,203
Cedimento Primario [mm]			1,982	
Zero Corretto [mm]			0,094	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			2,025	
ΔH primario [mm]			1,888	
ΔH 24 ore [mm]			2,119	

Pressione verticale = 75 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
10/10/17 9,23	0,1	0,32	270,0	2,700
10/10/17 9,23	0,25	0,50	300,0	3,000
10/10/17 9,23	0,50	0,71	319,0	3,190
10/10/17 9,24	1,00	1,00	351,0	3,510
10/10/17 9,25	2,00	1,41	383,0	3,830
10/10/17 9,27	4,00	2,00	422,0	4,220
10/10/17 9,31	8,00	2,83	453,0	4,530
10/10/17 9,38	15,00	3,87	506,0	5,060
10/10/17 9,53	30,00	5,48	531,9	5,319
10/10/17 10,23	60,00	7,75	550,9	5,509
10/10/17 11,23	120,00	10,95	553,9	5,539
10/10/17 13,23	240,00	15,49	556,0	5,560
11/10/17 9,23	1440,00	37,95	561,9	5,619
Cedimento Primario [mm]			5,484	
Zero Corretto [mm]			2,490	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			3,129	
ΔH primario [mm]			2,994	
ΔH 24 ore [mm]			3,416	

Pressione verticale = 150 kPa

Data	Tempo [min]	RadQ	Letture	ΔH [mm]
11/10/17 14,08	0,1	0,32	569,0	5,690
11/10/17 14,08	0,25	0,50	572,6	5,726
11/10/17 14,08	0,50	0,71	577,6	5,776
11/10/17 14,09	1	1,00	583,0	5,830
11/10/17 14,10	2	1,41	590,3	5,903
11/10/17 14,12	4	2,00	599,0	5,990
11/10/17 14,16	8	2,83	608,6	6,086
11/10/17 14,23	15	3,87	616,0	6,160
11/10/17 14,38	30	5,48	620,9	6,209
11/10/17 15,08	60	7,75	624,6	6,246
11/10/17 16,08	120	10,95	628,3	6,283
11/10/17 18,13	245	15,65	632,3	6,323
12/10/17 12,01	1313	36,24	637,9	6,379
Cedimento Primario [mm]			6,257	
Zero Corretto [mm]			5,626	
ΔH 24 ore con zero corretto [mm]			0,753	
ΔH primario [mm]			0,631	
ΔH 24 ore [mm]			0,753	