



Eni Sustainable Mobility S.p.A.

Raffineria di Venezia

Progetto “Steam Reforming”

Risposte alle richieste di integrazione
Allegato 2 Relazioni geotecniche ed ambientali
(Parte 2 di 3)



Data: Marzo 2023

Integrazioni_BioRaVe_All2_p2

Progetto n° 2226287


ENI Raffineria di Venezia

Relazione Geotecnica Geotechnical Report

Validity Status	Rev. number	Date	Description	Prepared by	Checked by	Approved by	Company Checked	Company Approved
EX-DE	01	11/10/2022	Issue for Execution	R.Colombero	S.Mordanini	A.Cossutta		
EX-DE	00	31/08/2022	Issue for Review/Comments	R.Colombero	S.Mordanini	B.Giacomini		
Revision Index								
Company logo and business name 				Project name Impianto Steam Reformer Raffineria di Venezia		Company Document ID RN0838DARV16882 Job N. 000548		
Contractor logo and business name 						Contractor Document ID K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201 Contract n. 3500055273		
Facility / Sub Facility Name RN08 / 38				Location Onshore		Scale Dwg scale	Sheet of Sheets 1 of 55	
Document Title Relazione Geotecnica Geotechnical Report						Supersedes N. if applicable Superseded by N. if applicable Plant Area NA		
						Plant Unit NA		

Software: Microsoft Word

File Name: RN0838DARV16882_EXDE01_55

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 2 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Project / Initiative name		Impianto Steam Reformer / Raffineria di Venezia
Document Title		Relazione Geotecnica / Geotechnical Report
ABSTRACT		


Document Verification

Prepared	Prepared by R.Colombo	Unit	Signature	Date 11/10/2022
	Main contributions	Unit	Signature	Date
	Checked by S.Mordanini	Unit	Signature	Date 11/10/2022
	Approved by A.Cossutta	Unit	Signature	Date 11/10/2022

Company Inter-Discipline Review	Verified by Project Discipline Lead/Coordinator name	Unit	Signature	Date
	Verified by	Unit	Signature	Date
	Verified by	Unit	Signature	Date

Company Checked	Checked by	Unit	Signature	Date
	Checked by	Unit	Signature	Date
	Checked by	Unit	Signature	Date


Company Approved	Approved by	Unit	Signature	Date
---------------------	-------------	------	-----------	------

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 3 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

REVISION LIST


00	Issue for Review / Comments
01	Issue for Execution

HOLD RECORD


	Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 4 of 55
		RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
				EX-DE	01	

INDICE

1.0	PREMESSA	6
2.0	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
2.1	Normative.....	7
2.2	Documenti di progetto.....	7
2.3	Riferimenti bibliografici.....	7
2.4	Codici di calcolo.....	8
3.0	INQUADRAMENTO DEL SITO	9
4.0	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	11
5.0	INQUADRAMENTO SISMICO	11
6.0	INDAGINI GEOGNOSTICHE	12
6.1	Indagini di progetto.....	12
6.2	Indagini pregresse	13
7.0	CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	15
7.1	Considerazioni generali.....	15
7.2	Materiali a grana grossa	15
7.2.1	Densità relativa	15
7.2.1.1	Da interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT	15
7.2.1.2	Da interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU	16
7.2.2	Angolo di resistenza al taglio.....	16
7.2.2.1	Da prove di laboratorio	16
7.2.2.2	Da densità relativa (da prove SPT o CPTU).....	16
7.2.3	Caratteristiche di deformabilità	17
7.2.3.1	Moduli elastici a piccole deformazioni da velocità delle onde di taglio (da prove geofisiche o prove SPT).....	17
7.2.3.2	Moduli elastici a piccole deformazioni da prove CPTU	18
7.2.3.3	Moduli elastici "operativi"	18
7.2.4	Coefficienti di permeabilità	19
7.3	Materiali a grana fine	19
7.3.1	Classificazione	19
7.3.2	Stato tensionale iniziale e pressione di preconsolidazione.....	21
7.3.3	Resistenza al taglio in condizioni non drenate	22
7.3.3.1	Da prove di laboratorio	22
7.3.3.2	Da prove SPT	22
7.3.3.3	Da prove CPTU.....	22
7.3.4	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	22
7.3.5	Caratteristiche di deformabilità	22
7.3.5.1	Moduli elastici a piccole deformazioni da velocità delle onde di taglio (da prove geofisiche o SPT)	22
7.3.5.2	Moduli elastici a piccole deformazioni da prove CPTU	22
7.3.5.3	Moduli elastici a partire dal modulo edometrico	23
7.3.5.4	Coefficienti di compressibilità	23
7.3.5.5	Coefficiente di consolidazione primaria	23
7.3.5.6	Moduli elastici "operativi"	24
8.0	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	25

	Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 5 of 55
		RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
				EX-DE	01	


8.1	Situazione stratigrafica.....	25
8.2	Falda.....	26
8.3	Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	26
8.3.1	Caratteristiche fisiche.....	26
8.3.2	Stato iniziale e preconsolidazione.....	26
8.3.3	Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.....	26
8.3.4	Resistenza al taglio non drenata.....	27
8.3.5	Caratteristiche di deformabilità.....	27
8.3.5.1	Risultati delle prove di carico su piastra.....	27
8.3.6	Caratteristiche di permeabilità.....	28
8.3.7	Analisi chimiche dei terreni.....	28
9.0	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	34
10.0	DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	36
10.1	Capacità portante allo stato limite ultimo (SLU) in condizioni non drenate.....	36
10.2	Capacità portante allo stato limite di esercizio (SLE).....	36
10.2.1	Cedimenti verticali.....	36
10.3	Dimensionamento delle fondazioni superficiali.....	37
11.0	DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DI FONDAZIONI PROFONDE.....	38
11.1	Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi verticali (SLU e SLV).....	38
11.2	Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi verticali (SLe).....	42
11.3	Resistenza di progetto del palo singolo ai carichi orizzontali (SLe).....	43
12.0	CRITERI PER LA PROGETTAZIONE DI MACCHINE VIBRANTI.....	52
13.0	SPINTE DELLE TERRE PER LA PROGETTAZIONE DI OPERE DI SOSTEGNO.....	53
14.0	RACCOMANDAZIONI PER SCAVI TEMPORANEI.....	55

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID RN0838DARV16882	Contractor Document ID K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Revision Index		Sheet of Sheets 6 of 55
			Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

1.0 PREMESSA

Lo Studio Geotecnico Italiano ha ricevuto dalla Società KT Kinetics Technology di Roma l'incarico per la consulenza geotecnica finalizzata alla definizione del modello geotecnico e alla valutazione della capacità portante di fondazioni superficiali e profonde a supporto della progettazione di dettaglio delle fondazioni del nuovo impianto idrogeno da costruire nell'Area Produzione Lubrificanti (ex-STAP) della Raffineria ENI di Venezia ubicata nella zona industriale di Porto Marghera (VE).

Nella presente relazione geotecnica sono quindi esposti e discussi i risultati delle indagini geognostiche che hanno permesso di ricavare il modello geotecnico di riferimento per la progettazione, in congruenza con il modello geologico presentato nella Relazione Geologica [13], oltre a valutazioni sulla capacità portante di fondazioni superficiali e profonde e raccomandazioni geotecniche per scavi temporanei, opere di sostegno e macchine vibranti.

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 7 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

2.0 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 *NORMATIVE*

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto non in contrasto con esse, sono state prese a riferimento le indicazioni contenute nelle seguenti norme e raccomandazioni:

- [3] Eurocodice 7 UNI EN 1997-1 “Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali”
- [4] NEN-EN 1997-1+C1+A1:2016/NB:2019 Allegato Nazionale olandese all’Eurocodice 7 Parte 1
- [5] Eurocodice 7 UNI EN 1997-2 “Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo”
- [6] Eurocodice 8 UNI EN 1998-5 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- [7] BS 8002:2015 “Code of practice for earth retaining structures”
- [8] Linee guida a cura della Associazione Geotecnica Italiana (2005) “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”
- [9] Raccomandazioni AGI (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”
- [10] Raccomandazioni AGI (1994) “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”


2.2 *DOCUMENTI DI PROGETTO*

Per la redazione della presente si è fatto riferimento agli elaborati qui di seguito elencati:

- [11] “Method statement for topographical survey and/or soil investigation” e relativa tavola ubicazione indagini, giugno 2022 (Doc.Rif. RN0838DAST16701-EX-DE)
- [12] “Indagini geotecniche e geofisiche/Geotechnical and geophysical soil investigation”, ottobre 2022 (Doc.Rif. RN0838DARV16911-EX-DE)
- [13] “Relazione Geologica/Geological Report”, 2022 (Doc.Rif. RN0838DARV16881-EX-DE)
- [14] “Relazione Sismica/Seismic Report”, 2022 (Doc.Rif. RN0838DARV16910-EX-DE)

2.3 *RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI*


- [15] Atkinson, J.H. (2000). “Non-linear soil stiffness in routine design”. Géotechnique, vol. 50(5), pp. 487-508
- [16] Bazaraa, A. R. (1967). “Use of the standard penetration test for estimating settlements of shallow foundations on sand”. Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Champaign-Urbana
- [17] Bolton, M.D. (1986). “The strength and dilatancy of sands”. Géotechnique, vol. 36(1), pp. 65-78
- [18] Bondesan, A., Meneghel, M. (2004). “Geomorfologia della provincia di Venezia”. Esedra Editrice s.r.l., Padova
- [19] Bondesan, A. et al. (2008) (a cura di). “Le unità geologiche della provincia di Venezia”. Cierre Grafica, Caselle di Sommacampagna (VR)
- [20] Burland, J. B. (1990). “On the compressibility and shear strength of natural clays”. Géotechnique, vol. 40(30), pp. 329–378
- [21] Bjerrum, L. (1967). “Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings”. Geotechnique, 17(2), 83-118
- [22] Colombo, P. (1967). “Il sottosuolo ed i problemi geotecnici di Venezia, Mestre e Marghera”. VIII Convegno di Geotecnica, Cagliari, 6-7 febbraio 1967. Rivista Italiana di Geotecnica, n.1/67, pp. 35–54
- [23] Clayton, C.R.I. (1995). “The standard penetration test (SPT): methods and use”. Construction Industry Research and Information Association 129 pp
- [24] Cubrinowski, M., Ishihara, K. (1999). “Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils”. Soils and Foundations, vol. 39(5), pp. 61-71

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 8 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

- [25] Gibbs, H. J., Holtz, W. G. (1957). "Research on determining the density of sands by spoon penetration testing". Proc. 4th ICSMFE, London, vol. 1, pp. 35-39
- [26] Lancellotta, R. (1983). "Analisi di affidabilità in ingegneria geotecnica". Atti Istituto Scienza Costruzioni, 625pp
- [27] Lunne, T. et al. (1985). "Engineering use of piezocone data in North Sea clays". In Proc. ICSMFE-11, San Francisco, Vol. 2, pp. 907-912
- [28] Marcuson III, W.F., Bieganousky, W.A. (1977). "SPT and Relative Density in Coarse Sands". ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103(11), pp. 1295-1309
- [29] Mayne, P.W., Rix, G.J. (1993). "Gmax-qc Relationships for clays". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.16, pp.54-60
- [30] Mitchell, J.K. (1976). "Fundamentals of soil behaviour". John Wiley & Sons
- [31] Nagaraj, T. S., Miura, N. (2001). "Soft clay behaviour – analysis and assessment". Balkema, Rotterdam
- [32] Ohta, Y., Goto, N. (1978). "Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol. 6(2), pp. 167-187
- [33] Reese, L.C., Van Impe, W.F. (2011). "Single piles and pile groups under lateral loading". 2nd ed. London: CRC Press
- [34] Reese, L.C., Wang, S.T., Arrellaga, J.A. (2014). "TZPILE 2014 User's Manual—Analysis of load versus settlement for an axially loaded deep foundation". Austin, TX: Ensoft Inc
- [35] Rix, G.J., Stokoe, K.H.I.I. (1991). "Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance". Proc. 1st International Symposium on Calibration Chamber Testing/ ISOCCT1, Postdam, New York, A.-B. Huang, ed., pp. 351-362
- [36] Robertson, P.K. (2009). "Interpretation of cone penetration tests—a unified approach". Canadian Geotechnical Journal, vol. 46(11), pp. 1337-1355
- [37] Rocchi G. et al. (2003). "Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory". Géotechnique 53, n° 8, pp. 729-745
- [38] Skempton, A.W. (1986). "Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation". Géotechnique, vol. 36(3), pp. 425-447
- [39] Stroud, M.A. (1974). "The Standard Penetration Test in insensitive clays and soft rocks". Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, June 5-7, Vol.2(2), pp.367-375
- [40] Stroud, M.A. (1989). "The Standard Penetration Test – Its application and interpretation". Proceedings of the geotechnology conference "Penetration testing in the UK" organized by the Institution of Civil Engineers, Birmingham.

2.4 CODICI DI CALCOLO

- [41] SISM-Spettri-NTC versione 1.0.3, scaricabile al sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (www.cslp.it)
- [42] T-Z Pile ver.2014 – Ensoft Inc.
- [43] LPile Plus ver.2016 – Ensoft Inc.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 9 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

3.0 INQUADRAMENTO DEL SITO

L'impianto in progetto è ubicato nell'area dell'attuale Area Produzione Lubrificanti (ex-STAP) della Raffineria ENI di Venezia ubicata nella porzione più antica del Porto Petroli di Porto Marghera, la cui costruzione originale risale ai primi anni del secolo scorso. L'area di interesse è attualmente occupata da un impianto risalente agli anni Cinquanta del secolo scorso, ora dismesso che dovrà essere demolito (Figura 3.1 e Figura 3.2).

Non sono disponibili informazioni sulle fondazioni degli impianti esistenti da demolire. Da notizie di letteratura di settore [22], nelle aree industriali di Mestre e Marghera nei primi anni '50 era comune l'uso di pali prefabbricati in cemento armato con sezione quadrata 30 x 30 cm di lunghezza variabile da 8 a 15 m e con portate variabili da 20 a 35 t. In tutti i casi, essendo il terreno di Marghera di relativamente alta compressibilità fino a profondità notevoli, anche fondazioni su pali come quelle descritte sopra hanno subito cedimenti dell'ordine di 5 – 10 cm.

La quota del piano campagna varia mediamente tra circa 2 e 3 m slm. La falda è riscontrata tra 1,5 e 2 m dal piano campagna ed è fortemente influenzata dalla presenza del mare, non distante dal sito in esame.



Figura 3.1 – Ubicazione area in esame (da Google Earth)



Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 10 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	



Figura 3.2 – Area in esame evidenziata in giallo (da Google Earth)

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 11 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

4.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Il sito in oggetto (Figura 4.1) poggia su terreni di riporto a granulometria prevalentemente fine poco permeabile che prendono il nome di Unità di Marghera. Il sito è infatti parte delle aree imbonite con un ampio strato di materiali eterogenei di natura frequentemente antropica.

L'Unità di Marghera (Olocene superiore - Età moderna-attuale) appartiene al sistema antropico ed è caratterizzata da depositi di origine antropica costituiti da materiali di riporto eterogeneo, in prevalenza di origine naturale (ghiaie e sabbie alluvionali, sedimenti e depositi lagunari o di spiaggia), con abbondanti resti provenienti dal disfacimento di materiali di costruzione (laterizi, malte, ceramiche) e residui di lavorazioni industriali (discariche non controllate). Nell'area in esame l'unità di Marghera poggia sull'unità di Mestre (Pleistocene superiore). Tale unità comprende depositi alluvionali costituiti prevalentemente da sabbie, limi e argille, queste ultimi contenenti percentuali variabili, ma solitamente piuttosto elevate, di limo (Bondesan & Meneghel, 2004 [18]).

Per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geologica ([13]).

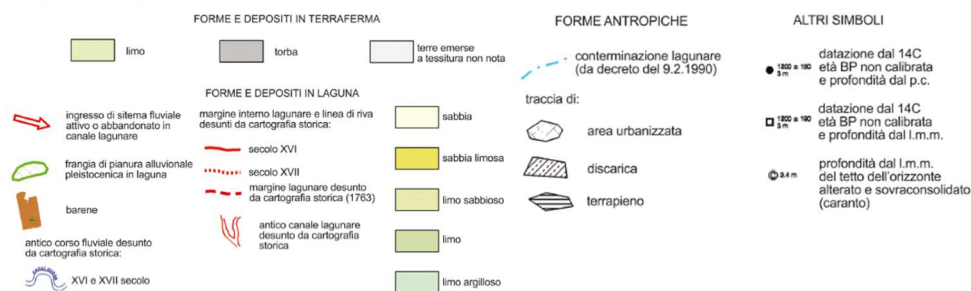
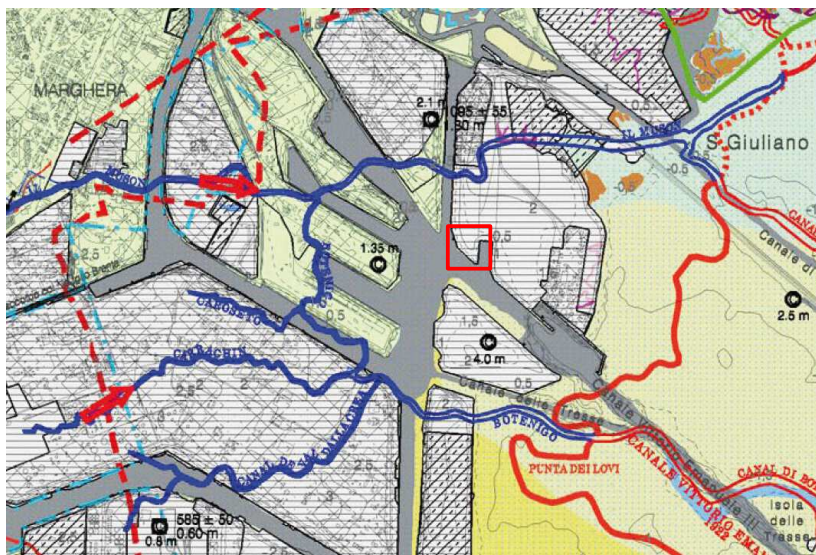



Figura 4.1 - Stralcio della Carta geomorfologica della Provincia di Venezia e legenda, scala 1:100.000 con evidenziata in rosso l'area di studio, dalla Tavola 9 Carta Geomorfologica estratta dell'Atlante Geologico della Provincia di Venezia del 2011

5.0 INQUADRAMENTO SISMICO

Per dettagli sulla sismicità del sito, sulla definizione dei parametri sismici di progetto e sulle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione si rimanda alla Relazione Sismica [14].

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 12 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

6.0 INDAGINI GEOGNOSTICHE

6.1 INDAGINI DI PROGETTO

Nel sito in esame sono disponibili indagini geognostiche eseguite dalla società Geolavori per conto di Sirai a luglio 2022 nell'ambito del presente progetto (Doc.Rif.[12]), sulla base delle indicazioni riportate nella relativa specifica (Doc.Rif.[11]). In Figura 6.1 è riportata l'ubicazione delle indagini eseguite.

La campagna indagini del 2022 ha compreso sondaggi a carotaggio continuo, prove in sito e prove di laboratorio.

Le indagini e prove in sito sono consistite in:

- n. 13 prove CPTU (da CPTU01 a CPTU16, con esclusione di CPTU04, CPTU07 e CPTU09), spinte a profondità comprese tra 20 e 40 m;
- n. 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (da BH01 a BH07), di cui 5 a 30 m da p.c. e 2 a 40 m da p.c. (BH02, BH06). Tre di questi sondaggi (BH02, BH05 e BH07) sono stati attrezzati con piezometro a tubo aperto. Il foro del sondaggio BH06 è stato attrezzato per l'esecuzione di prova geofisica di tipo Down-Hole (DH);
- n. 27 prove SPT eseguite nei terreni granulari riscontrati nei 7 sondaggi;
- n. 6 prove di permeabilità tipo Lefranc a due profondità diverse all'interno di n. 3 sondaggi a carotaggio continuo attrezzati con piezometro (BH02, BH05 e BH07);
- n. 4 pozzetti esplorativi (da TP01 a TP04) alla profondità di circa 0.5-0.6 m;
- n. 4 prove di carico su piastra alla base dei pozzetti, n. 4 prove di densità in sito, n. 4 misure di temperatura e conducibilità termica;
- n. 1 prospezione sismica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) (MASW01), eseguita mediante l'utilizzo di 24 geofoni ad interdistanza di 2 m per complessivi 46 m;
- n. 1 prova sismica Down-Hole in corrispondenza del BH06;
- n. 5 prove di resistività elettrica (da ER01 a ER05);
- prelievo di n. 35 campioni indisturbati e n. 29 campioni rimaneggiati, di cui n.4 da pozzetti;
- prove scissometriche e prove con penetrometro tascabile per misure della resistenza dei terreni.

Le prove sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi sono state effettuate presso il laboratorio geotecnico della società GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C. con sede in Viale Benelux 1/C a Ponte San Nicolò (PD), titolare di concessione (Aut. Ministero Infrastrutture e Trasporti n° 4537) ai sensi del D.P.R. 380/2001 come richiesto dalle NTC2018.

Sui campioni rimaneggiati prelevati negli strati granulari o da SPT sono state effettuate le prove seguenti:

- analisi granulometriche (vagliatura per via umida della frazione superiore al vaglio 0,075 mm e aerometria sulla frazione inferiore);
- n. 3 prove di taglio diretto (TD) su campioni ricostituiti.


Sui campioni indisturbati nei diversi livelli di terreni coesivi presenti, sono state effettuate le prove seguenti:

- determinazione di contenuto d'acqua naturale, indice dei vuoti, peso dell'unità di volume, peso specifico dei grani;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- analisi granulometriche (vagliatura per via umida della frazione superiore al vaglio 0,075 mm e aerometria sulla frazione inferiore);
- n. 7 prove edometriche;
- n. 5 prove triassiali non consolidate non drenate (Tx-UU) e n. 5 prove triassiali consolidate – drenate (Tx-CID);
- analisi chimiche dei terreni (contenuto di materiale organico, pH, carbonati, cloruri, solfati) su n.12 campioni.

Un'indagine georadar è stata eseguita prima dell'inizio delle attività in corrispondenza di ciascun punto d'indagine per delimitare aree libere da sottoservizi.

Dall'interpretazione dell'indagine georadar (Allegato 0 alla relazione delle indagini, allegata al Doc.Rif. [12]), si ricava la presenza di:

- soletta in calcestruzzo armata con rete elettrosaldata in corrispondenza di più della metà dei punti di indagini a profondità di circa 0.2-0.4 m;

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 13 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

- sottoservizi a profondità comprese generalmente tra 1 e 2.5 m;
- rotaie (ora asfaltate) lungo la strada interna che corre da ovest a est in corrispondenza delle indagini tra il BH02 e il BH07.

Per dettagli sulle indagini eseguite si rimanda al documento di riferimento [12] e suoi allegati.

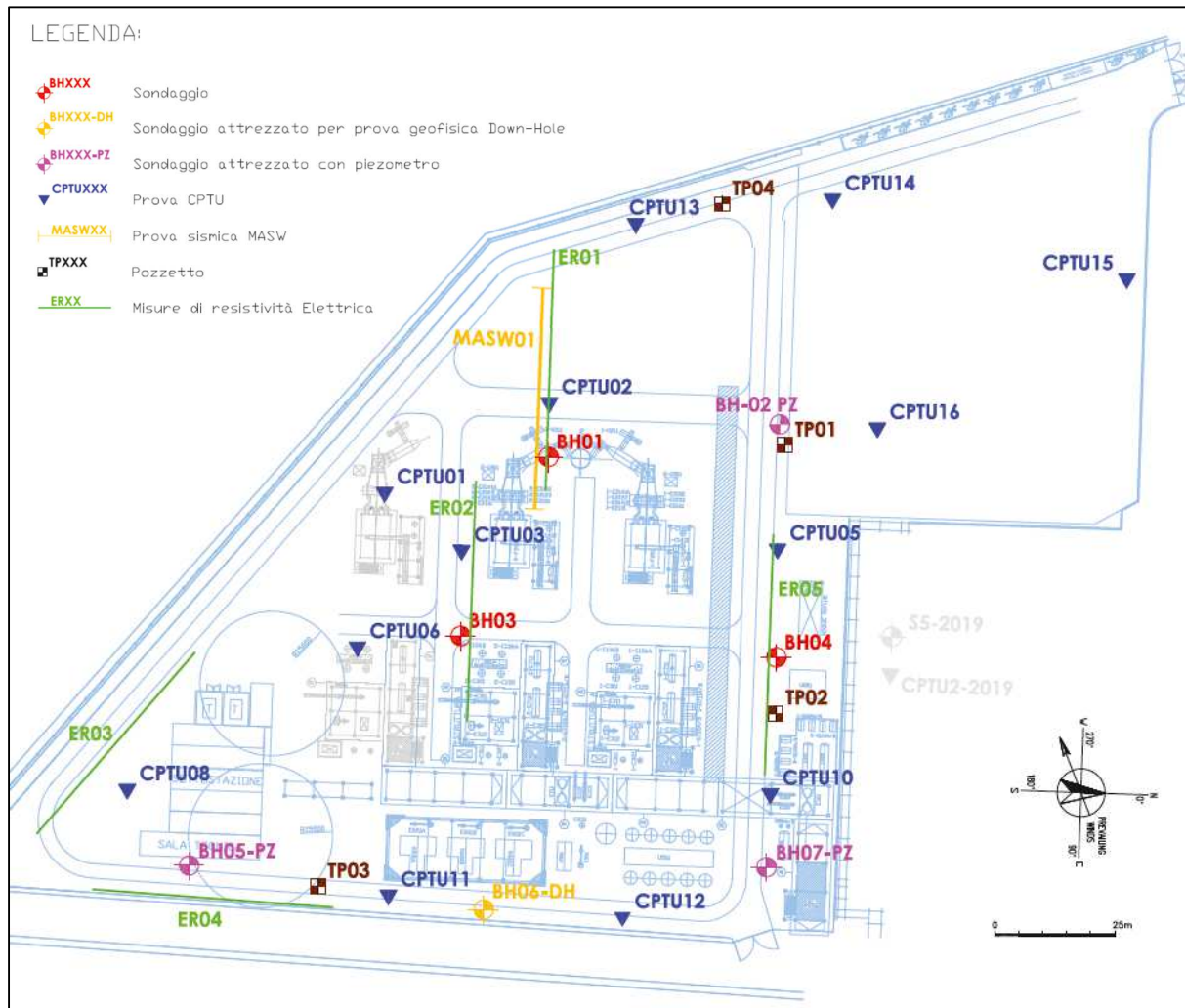



Figura 6.1 – Ubicazione delle indagini realizzate nel 2022 [12] (layout di progetto indicativo)

6.2 INDAGINI PREGRESSE

Sono inoltre disponibili i risultati di indagini geognostiche (Figura 6.2) eseguite dalla società GEODIS nel 2019 nell'area del serbatoio TK6, appena a nord dell'area di interesse, nell'ambito della costruzione di una nuova linea di trasporto idrogeno di collegamento tra gli stabilimenti ENI Raffineria di Venezia e Versalis Porto Marghera:

- N. 1 prova CPTU (CPTU 2, spinta fino a 30 m di profondità);
- N. 1 sondaggio geognostico (S5, spinto fino a 30 m di profondità) e relative prove di laboratorio.

Per i dettagli si rimanda alla relativa relazione (relazione allegata al Doc.Rif.[12]). I risultati di questa campagna vengono considerati nel presente progetto solo a completamento delle informazioni a disposizione.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 14 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

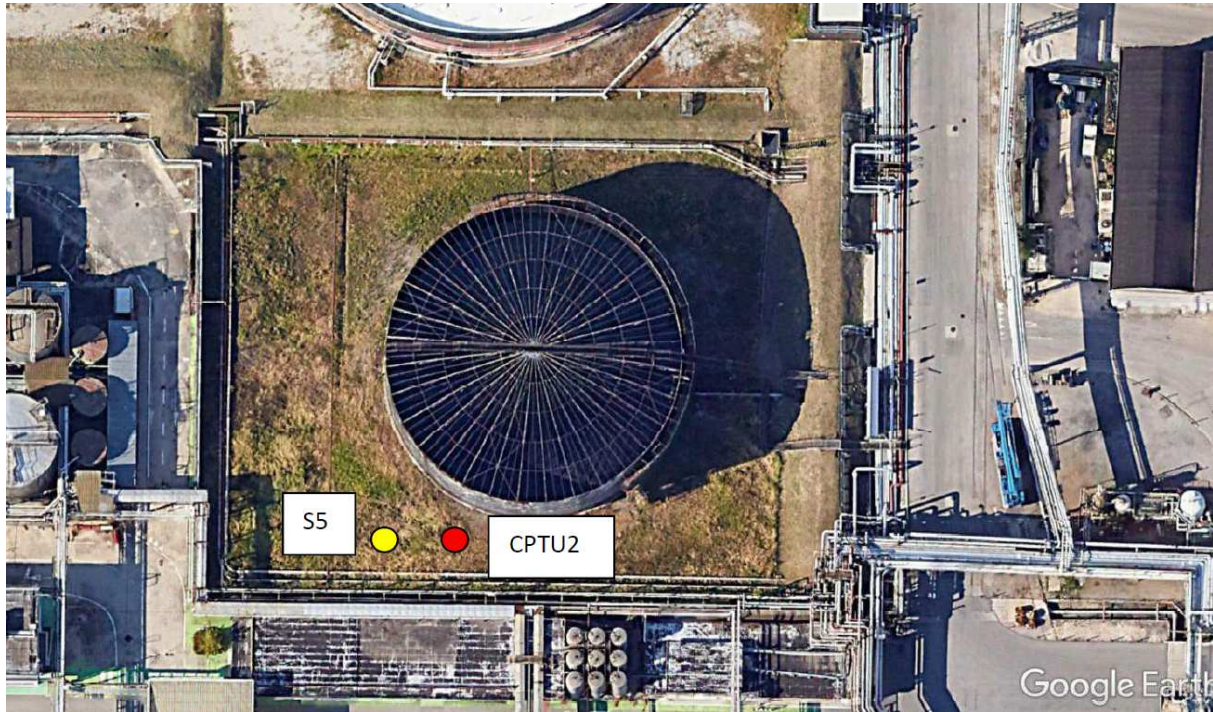



Figura 6.2 – Ubicazione delle indagini realizzate nel 2019 [12] (in grigio in Figura 6.1)

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 15 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

7.0 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

7.1 CONSIDERAZIONI GENERALI

I criteri di interpretazione delle indagini finalizzati alla caratterizzazione geotecnica, descritti nei paragrafi seguenti, tengono conto del fatto che nell'area in esame si rinviene un'alternanza di depositi argilloso-limosi e di depositi ghiaiosi e sabbiosi. Pertanto, si distinguono due tipologie di materiali:

- terre a grana grossa (ghiaie e sabbie);
- terre a grana fine (limi e argille).

I criteri di interpretazione delle indagini considerano che:

- in presenza di terreni a granulometria prevalentemente sabbioso-ghiaiosa, ove il campionamento indisturbato risulta difficile, si è fatto riferimento ai risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT e statiche CPTU e delle prove di laboratorio di classificazione eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati nei sondaggi;
- in presenza di terreni a granulometria fine (limi e argille) sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche SPT e statiche CPTU, prove di laboratorio di classificazione e prove di laboratorio meccaniche (di resistenza e deformabilità) sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi;
- nei fori di sondaggio sono state effettuate prove per la misura della permeabilità in sito (tipo Lefranc o slug test) e prove geofisiche per la determinazione delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s e di compressione V_p .

Il tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è individuato principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- delle analisi granulometriche eseguite sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi.

7.2 MATERIALI A GRANA GROSSA

Poiché nei terreni a grana grossa risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica di tali terreni è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito e delle prove di laboratorio di classificazione condotte su campioni rimaneggiati.

Il comportamento meccanico dei depositi di materiali a grana grossa dipende essenzialmente da:

- storia dello stato tensionale;
- pressioni geostatiche;
- macrostruttura;
- regime delle pressioni interstiziali

e può essere descritto tramite le seguenti grandezze:

- indice dei vuoti e densità relativa;
- parametri di resistenza e deformabilità;
- permeabilità.

Gli studi a carattere geologico indirizzano la ricostruzione della storia tensionale dei depositi e ne caratterizzano la macrostruttura; quelli idrogeologici ed il monitoraggio geotecnico guidano la valutazione delle pressioni interstiziali.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche dei depositi, a partire dal loro grado di addensamento, è condotta mediante l'interpretazione di prove in situ (quali prove penetrometriche dinamiche SPT).


7.2.1 Densità relativa

7.2.1.1 Da interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT

La letteratura tecnica riporta numerose correlazioni (Gibbs-Holtz, 1957 [25]; Bazaraa, 1967 [16]; Marcuson-Bieganouski, 1977 [28]; Skempton, 1986 [36]; Cubrinowski-Ishihara, 1999 [24]; ecc.), che consentono di calcolare la densità relativa D_r in funzione dei valori di N_{SPT} , della pressione geostatica verticale efficace σ_{vo}' e del grado di sovraconsolidazione OCR.

Nella presente, in funzione della granulometria prevalente del materiale, si fa riferimento alle correlazioni più recenti fra quelle sopra citate.

In accordo a quanto indicato in Skempton (1986) [36] la densità relativa D_r di sabbie silicee, non cementate può essere correlata al valore N_{SPT} con la seguente legge:

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 16 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

$$D_r = \left(\frac{1}{A+B \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{98.1}} \cdot N_{SPT} \right)^{0.5}$$

essendo:

D_r densità relativa (-)

A, B costanti empiriche indicate in Tabella 7.1

$(K_0)_{NC}$ coefficiente di spinta a riposo per terreni normalmente consolidati

$(K_0)_{SC}$ coefficiente di spinta a riposo per terreni sovraconsolidati

σ'_{v0} pressione verticale efficace esistente in sito alla quota della prova SPT (kPa)

N_{SPT} numero di colpi per 30 cm di infissione

Tabella 7.1 - Costanti empiriche A e B (Skempton, 1986 [36])

Tipo di materiale	A	B
Sabbie fini normalmente consolidate	27,5	27,5
Sabbie grosse normalmente consolidate	43,3	21,7
Sabbie sovraconsolidate	27,5 ÷ 43,3	$(21,7 \div 27,5) \cdot \frac{1+2(k_0)_{SC}}{1+2(k_0)_{NC}}$

7.2.1.2 Da interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU

La densità relativa D_r viene ricavata dalla seguente relazione, a partire dalla resistenza alla punta q_c (Lancellotta 1983 [26]):

$$D_r = 68 \cdot \log \left[\frac{q_c}{(p_a \cdot \sigma'_{v0})^{0.5}} - 1 \right]$$

essendo:

σ'_{v0} pressione verticale efficace in sito alla quota di esecuzione della prova CPTU

q_c resistenza alla punta misurata

p_a pressione atmosferica

7.2.2 Angolo di resistenza al taglio

7.2.2.1 Da prove di laboratorio

L'angolo di resistenza al taglio di picco e residuo è stato ricavato da prove di taglio diretto TD, dove disponibili.

7.2.2.2 Da densità relativa (da prove SPT o CPTU)

L'angolo di resistenza al taglio di picco ϕ' è ottenuto con il metodo proposto da Bolton (1986) [17]:

$$\phi' = \phi'_{cv} + m \cdot DI$$

$$DI = D_r \cdot [10 - \ln(p'_f)] - 1$$

essendo:

ϕ' angolo di resistenza al taglio di picco riferito a pressioni $\sigma'_{ff} = 272$ kPa (°)

ϕ'_{cv} angolo di resistenza al taglio a volume costante, corrispondente a pressioni σ'_{ff} elevate (°)

σ'_{ff} tensione efficace normale alla superficie di rottura (kPa)

m costante empirica funzione delle condizioni di deformazione (Tabella 7.2)

D_r densità relativa da prove SPT o CPTU (-)

$p'_f = 1.4 \cdot \sigma'_{ff} = 380$ kPa pressione efficace media a rottura (kPa)

I valori dell'angolo di resistenza al taglio a volume costante ϕ'_{cv} possono essere ricavati sulla base delle indicazioni di Tabella 7.3.

Nel caso specifico viene assunto un valore di ϕ'_{cv} pari a 32° nelle sabbie e valore di m pari a 3.


Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 17 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Tabella 7.2 - Valori della costante empirica m secondo Bolton (1986) [17]

Condizioni di rottura	m (-)
Tipo prova triassiale di compressione ($\sigma'_2 = \sigma'_3$)	3
Tipo prova triassiale in estensione o di deformazione piana ($\sigma'_2 \neq \sigma'_3$)	5

σ'_2 = tensione principale efficace intermedia

σ'_3 = tensione principale efficace minore

Tabella 7.3 - Valori di ϕ'_{cv} per sabbie silicee secondo Stroud (1988) [40]

	Sabbie ben gradate	Sabbie uniformi
Sabbie a spigoli vivi	38°	34°
Sabbie a spigoli arrotondati	33°	30°
ghiaie	35° ÷ 36°	

7.2.3 Caratteristiche di deformabilità

7.2.3.1 Moduli elastici a piccole deformazioni da velocità delle onde di taglio (da prove geofisiche o prove SPT)

Il modulo di taglio (G_0) e quello di Young (E_0) iniziali (associabili a piccole deformazioni), sono ricavati a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio (V_s), stimate per via diretta, dai risultati delle prove geofisiche in foro, o per via indiretta, interpretando i risultati delle prove SPT, utilizzando le seguenti equazioni:

$$G_0 = \frac{\gamma_n}{9.81} \cdot (V_s)^2$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

γ_n peso di volume naturale del terreno, valore medio (kN/m³)

ν' modulo di Poisson del terreno

V_s velocità delle onde di taglio (m/s)

La velocità delle onde di taglio da prove SPT in sabbie e ghiaie normalmente consolidate, silicee non cementate può essere ricavata sulla base del metodo proposto da Ohta & Goto (1978) [32], utilizzando la seguente espressione:

$$V_s = C \cdot (N_{SPT})_{60\%}^{0.171} \cdot z^{0.199} \cdot f_A \cdot f_G \text{ (m/s)}$$

essendo:

$$C = 67,3$$

z profondità dal piano campagna (m)

f_A coefficiente funzione dell'epoca geologica del deposito (Tabella 7.4)

f_G coefficiente funzione della composizione granulometrica (Tabella 7.5)

Nel caso specifico viene assunto il valore di $f_A = 1,0$ per i depositi recenti e $f_A = 1,3$ per i depositi antichi. Il modulo di Poisson dei terreni viene preso pari a 0,25.

Tabella 7.4 - Coefficiente f_A (funzione dell'epoca geologica del deposito), da Ohta & Goto (1978) [32]

	Olocene	Pleistocene
f_A	1,0	1,3


Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 18 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

Tabella 7.5 - Coefficiente f_G (funzione della composizione granulometrica), da Ohta & Goto (1978) [32]

	Ghiaie	Sabbie ghiaiose	Sabbie grosse	Sabbie medie	Sabbie fini
f_G	1,45	1,15	1,14	1,07	1,09

7.2.3.2 Moduli elastici a piccole deformazioni da prove CPTU

I moduli di elasticità iniziali da prove CPTU in materiali granulari vengono ricavati utilizzando la correlazione proposta da Rix & Stokoe (1991) [35], applicabili con ragionevole approssimazione sia a terreni normalmente consolidati che a terreni sovraconsolidati:

$$G_0 = q_c \cdot 1634 \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right)^{-0.75}$$

dove:

σ'_{vo} pressione verticale efficace esistente in sito (kPa)

q_c resistenza alla punta misurata (kPa)

G_0 modulo di taglio iniziale (kPa)

Da cui:

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

7.2.3.3 Moduli elastici "operativi"

Com'è noto, il comportamento dei terreni a grana grossa è marcatamente non lineare anche a livelli deformativi relativamente modesti.

A meno di adottare modelli costitutivi avanzati, nei metodi di calcolo non lineari, i dati di ingresso per le analisi sono essenzialmente i moduli elastici iniziali (a piccolissime deformazioni) e le curve di degrado del modulo in funzione del livello di deformazione indotto, che presentano la forma tipica mostrata in Figura 7.1.

Nel caso di ricorso a metodi di calcolo lineari, basati sulla teoria dell'elasticità, i moduli di deformabilità "operativi" da associare allo specifico problema al contorno, vengono a dipendere dalle effettive deformazioni indotte e/o dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio. Con riferimento alle opere in oggetto vale indicativamente quanto segue:

- nel calcolo di opere di sostegno e di fondazioni il modulo di Young "operativo" può essere derivato dalle correlazioni empiriche di Stroud (1989) [40] oppure essere preso pari a 1/3÷1/5 di quello iniziale; i valori di modulo suddetti sono associabili a gradi di mobilitazione della resistenza al taglio e/o a deformazioni indotte rispettivamente pari a circa 25÷30% e a $1 \cdot 10^{-3}$ (ghiaie) o $5 \cdot 10^{-3}$ (sabbie).

Nel caso specifico viene assunto un valore di modulo di Young operativo pari a 1/5 di quello iniziale.

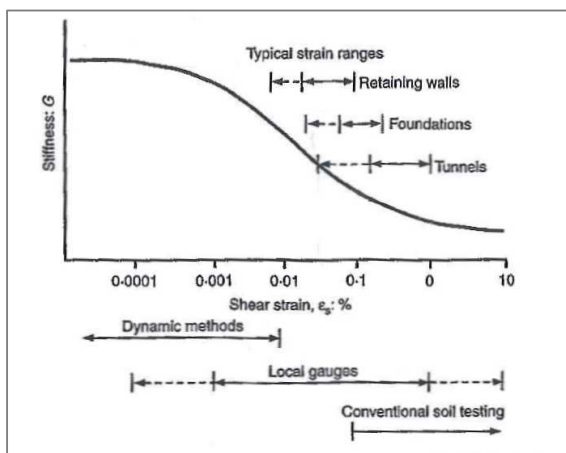



Figura 7.1 - Variazione del modulo di taglio di un terreno con il livello di deformazione ed intervalli di deformazione tipici nei problemi di geotecnica (da Atkinson, 2000 [15])

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 19 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

7.2.4 Coefficienti di permeabilità

I coefficienti di permeabilità k sono determinabili sulla base dei risultati delle prove di permeabilità Lefranc in foro di sondaggio; in alternativa o per conferma essi possono essere stimati sulla base della litologia da dati bibliografici (si veda Tabella 7.6).

Tabella 7.6 - Stima dei coefficienti di permeabilità in base alla descrizione litologica

k (m/sec)	Grado di permeabilità	Tipo di terreno
$k > 1 \cdot 10^{-3}$	Alta	Ghiaie
$1 \cdot 10^{-3} > k > 1 \cdot 10^{-5}$	Media	Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose
$1 \cdot 10^{-5} > k > 1 \cdot 10^{-7}$	Bassa	Sabbie fini
$1 \cdot 10^{-7} > k > 1 \cdot 10^{-9}$	Molto bassa	Limi e sabbie argillose
$1 \cdot 10^{-9} > k$	Bassissima (impermeabile)	Argille

7.3 MATERIALI A GRANA FINE

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è eseguita sulla base dell'interpretazione sia delle prove di laboratorio sia delle prove in sito, effettuate allo scopo di classificare i materiali e di determinarne:

- la descrizione e classificazione;
- lo stato iniziale;
- i parametri meccanici (principalmente di resistenza ma anche di deformabilità).

7.3.1 Classificazione

La classificazione dei terreni a grana fine è effettuata in modo convenzionale facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg (limite liquido e limite plastico);
- pesi di volume naturale e secco;
- contenuto d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

Oltre alla classificazione convenzionale, è considerata anche una classificazione basata su considerazioni legate alla posizione dello stato iniziale in sito, dato dall'indice dei vuoti (e_0), o da quello normalizzato corrispondente I_{vo} , e dalla pressione verticale efficace geostatica (σ'_{vo}), rispetto alla curva di compressibilità intrinseca edometrica (ICL_{oed}) definita in Burland (1990) [18]. In mancanza di dati sperimentali specifici, quest'ultima è data dalla seguente equazione:

$$I_{vo} = 2,45 - 1,285 \cdot \log \sigma'_{vo} + 0,015 \cdot (\log \sigma'_{vo})^3$$

essendo:

σ'_{vo} pressione verticale efficace corrente (kPa)

$I_{vo} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*}$ indice dei vuoti iniziale normalizzato

e^* rapporto dei vuoti corrente del materiale ricostituito

e_{100}^* rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_{vo} = 100$ kPa:


$$e_{100}^* = 0,109 + 0,679 \cdot e_L - 0,089 \cdot e_L^2 + 0,016 \cdot e_L^3$$

C_c^* indice di compressione del materiale ricostituito:

$$C_c^* = e_{100}^* - e_{1000}^* = 0,256 \cdot e_L - 0,04$$

e_{1000}^* rapporto dei vuoti del materiale ricostituito in corrispondenza di una pressione verticale efficace $\sigma'_{vo} = 1000$ kPa

e_L indice dei vuoti corrispondente al limite liquido (LL)


Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 20 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Con riferimento anche a quanto indicato nella Figura 7.2 (vedi ad esempio anche Nagaraj & Miura, 2001 [31]) si ha che (le sigle A, B1 e B2 si riferiscono alla figura e non sono da confondersi con denominazioni di specifiche unità geotecniche):

- terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ alla sinistra della curva ICL_{oed} (terreni tipo B1) sono da considerare sovraconsolidati meccanicamente; in aggiunta alla sovraconsolidazione meccanica tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione;
- terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ che cadono sulla curva ICL_{oed} (terreni tipo B2) sono da considerare normalmente consolidati; tali terreni possono essere dotati anche di legami di cementazione;
- terreni caratterizzati da stati iniziali $(I_{vo})-(\sigma'_{vo})$ alla destra della curva ICL_{oed} (terreni tipo A) sono da considerare sottoconsolidati; essi possono risultare in equilibrio sotto l'azione delle forze di gravità unicamente grazie alla presenza di particolari microstrutture "metastabili", intese nel senso più generale come disposizione geometrica delle particelle e presenza di legami di cementazione (vedi ad esempio Mitchell, 1976 [30]).

In generale vale quanto segue:

- allorché vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, i terreni tipo A possono manifestare:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci),
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (visco-plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate,
- i terreni tipo B2, se dotati di legami di cementazione, possono manifestare comportamenti simili a quelli dei terreni di tipo A; in assenza di legami di cementazione evidenziano invece:
 - un comportamento duttile o moderatamente fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci connessa solo a fenomeni di riorientazione delle particelle);
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche) positive (riduzione dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali positive in condizioni non drenate.
- quando vengono raggiunti determinati stati di sollecitazione di soglia critici, i terreni di tipo B1 manifestano:
 - un comportamento di tipo fragile (riduzione delle caratteristiche di resistenza al taglio in termini di tensioni efficaci),
 - la propensione a sviluppare deformazioni volumetriche irreversibili (plastiche o visco-plastiche) negative (aumento dell'indice dei vuoti) in condizioni drenate o a sviluppare sovrappressioni interstiziali negative in condizioni non drenate;
 - l'accentuazione del comportamento fragile se si è in presenza di legami di cementazione.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 21 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

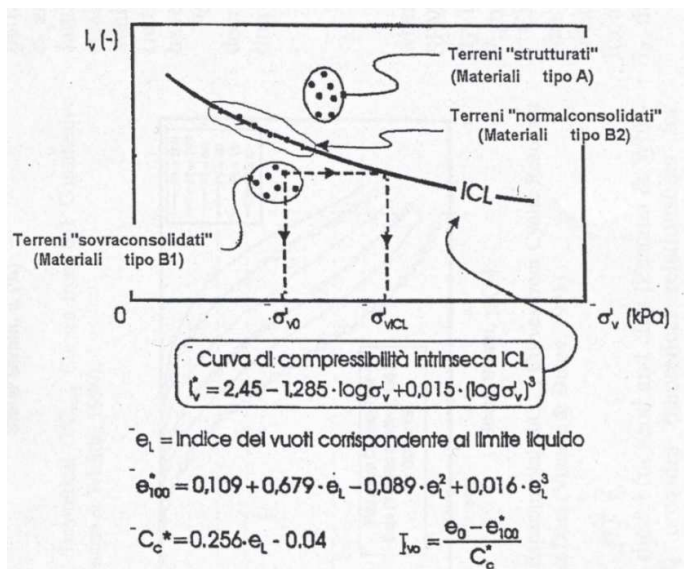


Figura 7.2 - Diagramma di stato per i materiali a granulometria fine (limi e argille)

7.3.2 Stato tensionale iniziale e pressione di preconsolidazione

La valutazione dello stato tensionale iniziale viene fatta sulla base:

- di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico;
- dell'interpretazione delle prove di laboratorio (edometriche).

Nel caso dei materiali B2 si assume grado di sovraconsolidazione meccanico ($OCR = \sigma'_{vmax} / \sigma'_{v0}$) pari a 1, essendo:

σ'_{v0} tensione verticale efficace geostatica (kPa)

σ'_{vmax} tensione verticale efficace massima subita dal deposito ($= \sigma'_p$) (kPa)

Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 è pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi')$$

essendo:

φ' angolo di resistenza al taglio ($^\circ$)

Nel caso dei materiali B1, lo stato tensionale in sito è stimato sulla base dei risultati in termini di grado di sovraconsolidazione meccanico desumibili dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande.


Il coefficiente di spinta del terreno a riposo k_0 è pertanto stimato sulla base della seguente espressione:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR}$$

Nel caso dei terreni tipo A la pressione di preconsolidazione $\sigma'_{vp} > \sigma'_{v0}$, determinabile dalle prove edometriche con la nota costruzione di Casagrande, non rappresenta né la tensione verticale massima (σ'_{vmax}) subita dal deposito né la tensione in corrispondenza della quale si innescano deformazioni irreversibili visco-plastiche (σ'_{vy}); inoltre il grado di sovraconsolidazione OCR (definito convenzionalmente come $\sigma'_{vp} / \sigma'_{v0}$) non deriva da fenomeni di precompressione meccanica. In tali circostanze, in mancanza di rilievi sperimentali:

- il coefficiente di spinta del terreno a riposo verrà stimato sulla base della seguente equazione:
 $k_0 = (1 - \sin \varphi')$
- la pressione σ'_{vy} verrà stimata sulla base della seguente equazione (vedi Bjerrum, 1967 [21], Rocchi et al., 2003 [37]):

$$\sigma'_{vy} = \sigma'_{v0} + \frac{\sigma'_{vp} - \sigma'_{v0}}{3 \div 5}$$

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 22 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

- il grado di sovraconsolidazione equivalente OCR* verrà stimato sulla base della seguente espressione:

$$OCR^* = \frac{\sigma_{vy}}{\sigma_{v0}}$$

7.3.3 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata c_u dei terreni limoso-argillosi saturi è valutata facendo riferimento ai risultati delle prove di laboratorio e in sito. A questi valori, per completezza, vengono affiancati quelli ottenuti dall'interpretazione delle prove speditive eseguite sulle carote (penetrometro tascabile, scissometro tascabile).

7.3.3.1 Da prove di laboratorio

Com'è noto, la resistenza al taglio non drenata è funzione delle tensioni efficaci di consolidazione e del percorso di carico; in questa sede si fa riferimento a valori di c_u corrispondenti a tensioni efficaci di consolidazione pari a quelle geostatiche e a percorsi di carico caratteristici di prove triassiali di compressione e carico, in particolare si fa riferimento ai risultati di prove triassiali non consolidate non drenate di compressione e carico (TX-UU) effettuate su campioni indisturbati, saturi, con il presupposto che tali campioni abbiano preservato la gran parte delle tensioni di consolidazione geostatiche.

7.3.3.2 Da prove SPT

La resistenza al taglio non drenata di materiali saturi sottofalda può essere stimata adottando la correlazione empirica proposta da Stroud (1974) [39] (vedi anche Clayton, 1995 [23]). In base a tale correlazione risulta quanto segue:

$$c_u \cong (4,5 \div 5,5) \cdot N_{SPT}$$

7.3.3.3 Da prove CPTU

La resistenza al taglio non drenata c_u viene stimata sulla base della seguente espressione (si veda ad esempio Lunne et al., 1985 [27]):

$$c_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

essendo:

N_{kt} coefficiente adimensionale compreso tra 10 e 20 (considerato pari a 15)

q_t resistenza di punta corretta (nel caso di prove CPT $q_t = q_c$)

σ_{v0} pressione verticale totale

7.3.4 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza in termini di sforzi efficaci sono determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio di taglio diretto e triassiali consolidate drenate (TX-CID).

Ad integrazione dei dati di cui sopra, si considera la correlazione tra angolo di attrito a volume costante φ'_{cv} e indice di plasticità IP proposta dalla normativa inglese [7]:

$$\varphi'_{cv} = 42^\circ - 12.5 \log IP$$

7.3.5 Caratteristiche di deformabilità

7.3.5.1 Moduli elastici a piccole deformazioni da velocità delle onde di taglio (da prove geofisiche o SPT)


Si veda il Par. 7.2.3.1.

7.3.5.2 Moduli elastici a piccole deformazioni da prove CPTU

I moduli di elasticità iniziali in terreni coesivi vengono ricavati dalle prove CPTU utilizzando la correlazione empirica proposta da Mayne & Rix (1993) [29] secondo la quale:

$$G_o = \frac{99.5 \cdot (p_a)^{0.305} \cdot (q_t)^{0.685}}{e_o^{1.13}}$$

dove:

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 23 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

G_0 modulo di taglio iniziale
 p_a pressione atmosferica nella stessa unità di misura di G_0 e q_t
 q_t resistenza di punta corretta (nel caso di prove CPT $q_t = q_c$)
 e_0 indice dei vuoti iniziale

Da cui il modulo di Young a piccole deformazioni: $E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu)$.

7.3.5.3 Moduli elastici a partire dal modulo edometrico

A partire dai risultati delle prove edometriche, è possibile valutare il modulo edometrico M applicando la seguente espressione valevole per il tratto di compressione vergine:

$$M = 2,3 \cdot \frac{(1 + e_0)}{C_c} \cdot \sigma'_v$$

In mancanza di prove edometriche, il modulo edometrico può essere ricavato da interpretazione delle prove CPTU utilizzando la correlazione proposta da Robertson (2009) [36]:

$$M = \alpha_M (q_t - \sigma_{v0})$$

dove:

$$\alpha_M = \begin{cases} Q_{tn} & \text{per } Q_{tn} \leq 14 \\ 14 & \text{per } Q_{tn} > 14 \end{cases}$$

coefficiente moltiplicativo

$$Q_{tn} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

resistenza di punta normalizzata

$$n = 0.381 I_c + 0.05 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} - 0.15$$

parametro determinato iterativamente da I_c

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F_r)^2}$$

indice di classificazione del terreno

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$$

rapporto d'attrito normalizzato

q_t resistenza di punta corretta (nel caso di prove CPT $q_t = q_c$)

f_s attrito laterale da prove CPT/CPTU

σ_{v0} pressione verticale totale

σ'_{v0} pressione verticale efficace

p_a pressione atmosferica

Il modulo elastico di Young E risulta legato al modulo edometrico M dalla relazione:

$$E = M \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

7.3.5.4 Coefficienti di compressibilità

A partire dai risultati delle prove edometriche, è possibile valutare i parametri di compressibilità C_c (coefficiente di compressione) e C_r - C_s (coefficiente di rigonfiamento o ricomprensione), ovvero rispettivamente le pendenze della curva di compressione vergine e della curva di scarico disegnate nel piano $\log \sigma'_v - e$.

7.3.5.5 Coefficiente di consolidazione primaria

I coefficienti di consolidazione primaria c_v , applicabili a problemi di flusso in direzione verticale, saranno ricavati dalla seguente relazione:


$$\frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} = c_v$$

dove

$$m_v = 1/M$$


k coefficiente di permeabilità ottenuto da prova edometrica

Ai fini applicativi il valore di c_v potrà essere anche ricavato a partire da dati di permeabilità e moduli ottenuti da prove in sito che, solitamente, risultano maggiormente rappresentative per questioni di scala e per il frequente disturbo dei campioni sottoposti a prove edometriche.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 24 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

7.3.5.6 *Moduli elastici “operativi”*

- In condizioni drenate: le caratteristiche di deformabilità vengono definite con riferimento a moduli pseudoelastici determinati sulla base delle prove edometriche, riferiti alla tensione verticale efficace del terreno in-situ alla profondità di interesse.
In mancanza delle prove edometriche, si considerano i moduli edometrici, e quindi i moduli elastici, valutati tramite correlazione da CPTU.
- In condizioni non drenate: i moduli di Young “operativi” E_{ur} vengono presi pari a $E_0/14$ (per valori di resistenza non drenata $c_u < 25$ kPa) o $E_0/10$ (per $c_u > 25$ kPa).

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 25 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

8.0 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica di seguito esposta è basata sia sui riscontri delle indagini in sito sia sui risultati delle prove in sito e di laboratorio effettuate.

8.1 SITUAZIONE STRATIGRAFICA

La stratigrafia riscontrata, basata sui risultati delle indagini e sulle sezioni geologiche riportate nella Relazione Geologica [13], può essere considerata relativamente uniforme nell'area di interesse.

Si osserva una fitta alternanza di strati sabbiosi e limo-argillosi (questi ultimi spesso con punti o livelli di sostanza organica), come è tipico dei terreni di Marghera. Gli strati di materiali fini contengono generalmente una percentuale di materiale grossolano, così come gli strati a composizione principalmente granulare contengono generalmente una frazione fine e/o livelli di materiale fine al loro interno.

Considerando che l'area è stata colmata, i primi metri (circa fino a 1,5–2,0 m di profondità) sono terreni di riporto di origine antropica, appartenenti all'unità di Marghera, così come definita nel modello geologico [13]. Nella zona specifica di impianto, lo strato superficiale è costituito da pavimentazione in c.a., seguita dai riporti. Ad ogni modo, la colmata è stata effettuata circa 100 anni addietro e i suoi effetti locali, in termini di cedimenti, possono considerarsi esauriti. Sotto i riporti sono presenti i materiali appartenenti all'unità di Mestre, così come indicato nel modello geologico [13]

I materiali incontrati nel sito possono quindi essere riassunti come segue:


- R-S (unità di Marghera) = Riporti, formati generalmente da materiale granulare.
- AL (unità di Mestre) = Materiali in prevalenza limo argilloso e/o argilla limosa, in alcune zone con percentuale di granulare maggiore. Sono stati rilevati piccoli livelli centimetrici di materiale organico.
- S (unità di Mestre) = Materiali di matrice granulare costituito in prevalenza da sabbie medio/fini limose.

Dalle indagini a disposizione non è mai stato incontrato il substrato di base.

In Tabella 8.1 viene riportata una schematizzazione della successione stratigrafica media del sito. Gli strati sono definiti ai fini delle valutazioni geotecniche; nella realtà ogni strato presenta variabilità locali e/o ulteriori intercalazioni di materiali granulari e coesivi tipiche dei materiali della zona.

Tabella 8.1 – Schematizzazione della successione stratigrafica in sito

Strato	Descrizione sintetica	Profondità (m da)	Profondità (m a)
PAV	Pavimentazione in c.a	0	0,4
R-S1	Materiale di riporto, granulare	0,4	2
AL1	Limo argilloso con locali livelli torbosi	2	3,5
S2	Sabbia medio/fine limosa	3,5	5,5
AL2	Limo argilloso	5,5	7,5
S3	Sabbia fine con limo	7,5	9
AL3	Limo argilloso	9	15,5
S4	Sabbia medio/fine limosa	15,5	18,5
AL4	Limo argilloso, argilla limosa con livelli di sabbia fine	18,5	21
S5	Sabbia medio/fine limosa	21	23
AL5	Limo argilloso	23	24,5
S6	Sabbia fine con limo e locali livelli di torba	24,5	25,5
AL6	Limo argilloso con sabbia fine	25,5	28
S7	Sabbia medio/fine limosa	28	30
AL7	Limo argilloso	30	34
S8	Sabbia medio/fine limosa	34	35
AL8	Argilla limosa, limo argilloso	35	36
S9	Sabbia medio/fine limosa	36	37
AL9	Argilla limosa con locali livelli torbosi	37	40

	Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 26 of 55
		RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

8.2 FALDA

La profondità della falda viene dedotta a partire dalle letture dei piezometri installati nei fori di campionamento BH02, BH05 e BH07 e dai livelli di falda rinvenuti durante la perforazione dei fori di sondaggio.

Essa è influenzata fortemente dalla vicinanza al canale della laguna ed al livello medio marino e si attesta mediamente tra 1,5 e 3 m dal piano campagna (tra 1,9 e 2,05 m considerando le sole letture piezometriche).

Per i calcoli si considera il livello della falda a 2 m dal p.c. (circa 0 m s.l.m.).

8.3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

La definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici è stata effettuata con i criteri e le correlazioni illustrati al Cap. 7.0. Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati e l'interpretazione delle prove eseguite in sito e in laboratorio. In Figura 8.4 e Figura 8.8 sono rappresentati rispettivamente l'andamento del numero di colpi N_{SPT} delle prove SPT e della resistenza alla punta q_c da prove CPTU.

8.3.1 Caratteristiche fisiche

Negli strati coesivi è stato possibile prelevare campioni indisturbati. Su questi sono state effettuate determinazioni del peso di volume naturale γ_n , contenuto d'acqua naturale, w_n , indice dei vuoti e_0 (Figura 8.1), limite liquido LL, limite plastico LP e indice di plasticità IP (Figura 8.2).

Il contenuto di fine (Figura 8.3) è generalmente superiore al 75% nei materiali coesivi indagati. Negli strati in prevalenza granulari il contenuto di fine è variabile tra 15 e 60%. I materiali superficiali di riporto sono costituiti principalmente da sabbie e ghiaie eterometriche, con frazione fine variabile tra 10 e 30%.

Dalla "carta di plasticità di Casagrande", riportata in sempre in Figura 8.3, si nota come i campioni prelevati negli strati coesivi sono distribuiti attraverso i diversi campi di limi e argille inorganiche da bassa ad alta plasticità. I campioni prelevati in materiale torboso ricadono nel campo delle "argille organiche" (alcuni dei punti non sono rappresentati perché oltre i limiti del grafico).

La Figura 8.4 mostra la densità relativa, determinata sulla base dell'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche SPT. La densità relativa dei materiali granulari nei primi 10 m di profondità è tipicamente compresa all'interno del range 20-50% (materiale da mediamente addensato a addensato), mentre risulta generalmente compresa tra 20 e 40% per i depositi sabbiosi in profondità (materiali da poco addensati a mediamente addensati).

8.3.2 Stato iniziale e preconsolidazione

Nella Figura 8.3 è riportato lo stato iniziale dei materiali nel piano di Burland (1990) I_v - $\log \sigma'_{v0}$; nella stessa figura è tracciata anche la linea di compressibilità intrinseca ICL. Dalla figura si può rilevare che i materiali di natura coesiva (**AL1-9**) si collocano principalmente in prossimità o sopra la linea ICL. Questi materiali vengono quindi considerati strutturati (tipo A) e normalconsolidati (tipo B2).


Alle pressioni di preconsolidazione σ'_{vp} stimate dalle prove edometriche sui campioni prelevati mediante la costruzione di Casagrande corrispondono valori del grado di sovraconsolidazione OCR pari a circa 1 per i materiali normalconsolidati, e valori del grado di sovraconsolidazione equivalente OCR* compreso tra 1 e 2 per i materiali strutturati.

8.3.3 Resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci

I parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci sono ricavati dalle prove triassiali CID eseguite sui campioni indisturbati e dalle prove di taglio diretto eseguite sui campioni rimaneggiati ricostituiti, oltre che dall'interpretazione delle prove SPT e CPTU. In Figura 8.6, per ciascun provino sottoposto a prova triassiale, vengono rappresentate le tensioni a rottura nel piano $s'-t'$ e i corrispondenti angoli di resistenza a taglio di picco e coesione drenata; in Figura 8.7 sono rappresentate le tensioni a rottura nel piano $\sigma'-\tau$ per i campioni sottoposti a prove di taglio diretto.

L'angolo di attrito ϕ' nei materiali granulari ricavato dalle prove SPT (Figura 8.4), confrontato con i valori ricavati dalle prove CPTU (Figura 8.8) e con i dati di laboratorio, è tipicamente compreso tra 31° e 34°. I valori di angolo di attrito più alti sono presenti negli strati superficiali e diminuiscono con la profondità.

Le prove TX-CID su campioni indisturbati hanno restituito angoli di attrito compresi tra 17° e 37°, e valori di coesione efficace compresi tra 3 e 55 kPa.

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 27 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

L'angolo di attrito ϕ' per materiali con indice di plasticità compreso generalmente tra 10 e 20% viene stimato dalle correlazioni proposte nell'intervallo 25°-29° (in linea con i risultati delle prove TX-CID).

8.3.4 Resistenza al taglio non drenata

In Figura 8.10 è presentato l'andamento della resistenza al taglio non drenata c_u ricavato dall'interpretazione delle prove CPTU, confrontata con i valori ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT, dal penetrometro tascabile, da prove scissometriche e da prove triassiali UU. Le interpretazioni delle diverse prove restituiscono valori simili tra loro. Negli strati coesivi i valori di c_u sono generalmente crescenti con la profondità: nei primi 15 m la c_u è nell'intervallo 25-45 kPa mentre in profondità la c_u sale a valori compresi tra 60 e 100 kPa.

8.3.5 Caratteristiche di deformabilità

Sulla base delle 7 prove edometriche eseguite sui materiali coesivi sono stati stimati l'indice di ricomprensione C_r , l'indice di compressione C_c , l'indice di rigonfiamento C_s , il coefficiente di consolidazione primaria c_v , il modulo edometrico M , il coefficiente di permeabilità k , riassunti in Tabella 8.2 (ordinati per profondità). Si nota come i coefficienti ricavati per i campioni contenenti materiale organico risultino decisamente superiori a quelli senza organico. Dall'analisi dei risultati delle prove edometriche e dall'esperienza degli scriventi, per i materiali coesivi si può assumere l'indice di compressione C_c compreso nell'intervallo 0,12÷0,20 per i primi 15 m di profondità e nell'intervallo 0,30÷0,60 in profondità.

Tabella 8.2 – Risultati delle prove edometriche

Sondaggio	Profondità campione (m)	Materiale	C_r (-) ⁽¹⁾	C_c (-) ⁽²⁾	C_s (-) ⁽³⁾	c_v (m ² /s)	k (m/s)	M (MPa)
BH04	9,3	limo deb. argilloso organico	0,047	0,173	0,020	1,0E-7	1,9E-10	5,3
BH06	10,7	limo deb. argilloso	0,010	0,123	0,017	6,7E-8	2,8E-11	14,2
BH05	12,3	limo con argilla	0,040	0,160	0,027	6,2E-8	1,6E-10	3,9
BH03	15,3	limo argilloso organico	0,037	0,568	0,126	5,6E-8	1,1E-10	5,4
BH07-PZ	19,8	limo argilloso	0,053	0,329	0,060	9,6E-8	1,8E-10	5,3
BH01	23,3	torba limosa e argillosa	0,910	1,937	0,405	1,3E-8	1,4E-10	0,9
BH02-PZ	33,3	limo con argilla	0,033	0,349	0,090	2,9E-8	5,0E-11	5,8

⁽¹⁾ C_r calcolato nell'intervallo 25-50 kPa

⁽²⁾ C_c calcolato nell'intervallo 800-1600 kPa

⁽³⁾ C_s calcolato nell'intervallo 800-200 kPa

In Figura 8.5 sono riportati i profili delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s stimati a partire dai valori di SPT applicando la correlazione proposta da Ohta & Goto (1978) [32], confrontati con quelli rilevati da prove geofisiche (Down-Hole e MASW) e i valori del modulo di taglio a piccole deformazioni (G_0) valutati dai valori di V_s .

Il modulo di Young in condizioni non drenate (E_{ur}) ricavato dall'interpretazione delle prove CPTU per i materiali coesivi, raffigurati in Figura 8.8, presenta valori compresi tra 5 e 30 MPa. In Figura 8.9 sono rappresentati i valori operativi in condizioni drenate E_{op} ricavati per i materiali coesivi e granulari dalle prove CPTU e dalle prove SPT e Down-Hole. I valori sono generalmente non superiori a 5 MPa per i materiali coesivi e crescenti con la profondità nel range 10÷80 MPa per i granulari.

8.3.5.1 Risultati delle prove di carico su piastra

Quattro prove di carico su piastra sono state effettuate all'interno dei pozzetti esplorativi a 0,5-0,6 m dal piano campagna esistente, all'interno del materiale di riporto usato per livellare il sito. È stata usata una piastra circolare di diametro 300 mm e le prove hanno previsto due cicli di carico, il primo fino a 450 kPa, il secondo fino a 350 kPa, con incrementi di carico di 100 kPa.

I risultati in termini di modulo di deformazione al primo ciclo di carico M'_d , modulo di deformazione al secondo ciclo di carico M''_d e relativo rapporto sono riportati in Tabella 8.3.


Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 28 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Tabella 8.3 – Risultati delle prove di carico su piastra

N. pozzetto	N. prova	Profondità (m)	M _d (MPa)	M' _d (MPa)	M _d /M' _d (-)
TP01	PLT1	0,6	28,6	65,2	0,44
TP02	PLT2	0,5	12,9	44,8	0,29
TP03	PLT3	0,6	12,8	42,9	0,30
TP04	PLT4	0,6	15,6	62,5	0,25

8.3.6 Caratteristiche di permeabilità


I coefficienti di permeabilità dei materiali coesivi sono stati determinati indirettamente dalle prove edometriche, risultando compresi tra 2,8E-11 e 1,9E-10 m/s (Tabella 8.2 e Figura 8.5). Dalle prove Lefranc (realizzate a carico variabile) si sono ottenuti valori di permeabilità per i materiali sabbioso-limosi compresi tra 2,8E-6 e 1,9E-5 m/s (Figura 8.5).

8.3.7 Analisi chimiche dei terreni

I risultati delle analisi chimiche condotte sui terreni (contenuto di sostanze organiche SO e contenuto di carbonati totali CO₂ tot, residuo a secco, pH, cloruri, solfati) sono riportati in Tabella 8.4.

Tabella 8.4 – Risultati delle analisi chimiche sui terreni

Sondaggio	Profondità campione (m)	Materiale	SO (%)	CO ₂ tot (%)	Cloruri (mg/kg s.s.)	Solfati (mg/kg s.s.)	pH (-)
BH07-PZ	3,25	limo con sabbia argilloso	1,50	-	-	-	-
BH02-PZ	3,3	limo argilloso sabbioso	-	11,10	347	39	9,7
BH05	3,5	limo argilloso sabbioso	2,70	-	-	-	-
BH03	4,75	limo sabbioso	-	25,90	337	223	9,8
BH06	5,2	sabbia limosa	0,70	36,10	865	587	9,1
BH05	6,3	limo argilloso	-	23,50	111	319	8,3
BH04	7,7	limo deb. sabbioso	-	45,50	5940	781	8,6
BH07-PZ	7,75	limo sabbioso	-	22,30	-	-	-
BH03	7,8	limo sabbioso	-	31,10	732	526	8,9
BH04	9,3	limo deb. argilloso organico	-	46,80	3600	158	8,6
BH06	10,7	limo deb. argilloso	1,50	-	-	-	-
BH05	12,3	limo con argilla	2,20	-	-	-	-
BH01	12,65	Torba con limo argilloso	24,30	-	-	-	-
BH04	12,7	Torba limoso argillosa	38,50	-	-	-	-
BH06	15,3	limo argilloso	-	43,70	808	66	8,2
BH02-PZ	16,8	sabbia con limo grigio	-	32,60	403	75	8,9
BH05	18,3	limo deb. argilloso	-	18,40	169	361	8,3
BH04	19,7	limo argilloso organico	8,20	-	-	-	-
BH03	20,8	limo argilloso	1,50	-	-	-	-
BH06	21,2	sabbia con limo	0,80	-	-	-	-
BH01	23,3	torba limosa argillosa	18,20	-	-	-	-
BH06	25,7	limo argilloso	-	39,70	25	178	8,4
BH02-PZ	33,3	limo con argilla	3,50	-	-	-	-

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 29 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

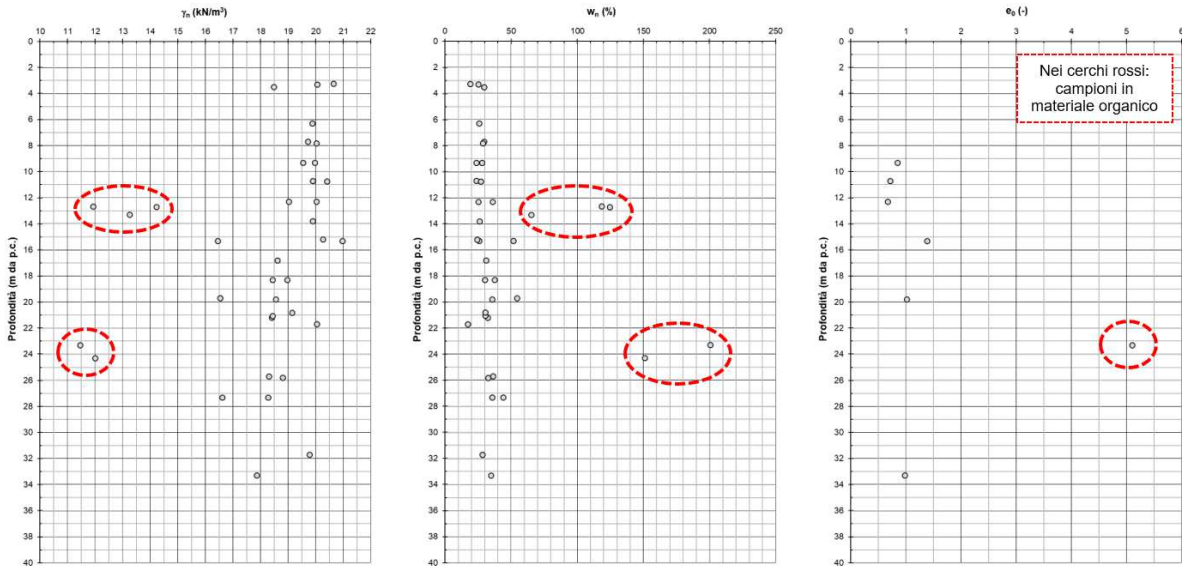


Figura 8.1 - Peso di volume naturale γ_n , contenuto d'acqua naturale w_n e indice dei vuoti e_0

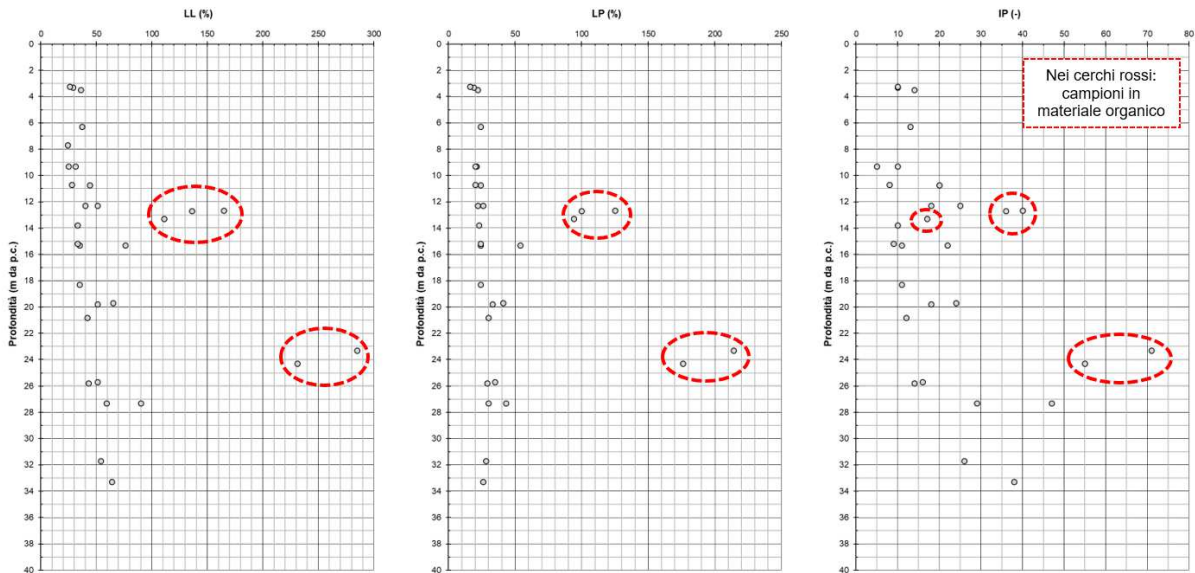



Figura 8.2 - Limite Liquido LL, Limite Plastico LP e Indice di Plasticità IP

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 30 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

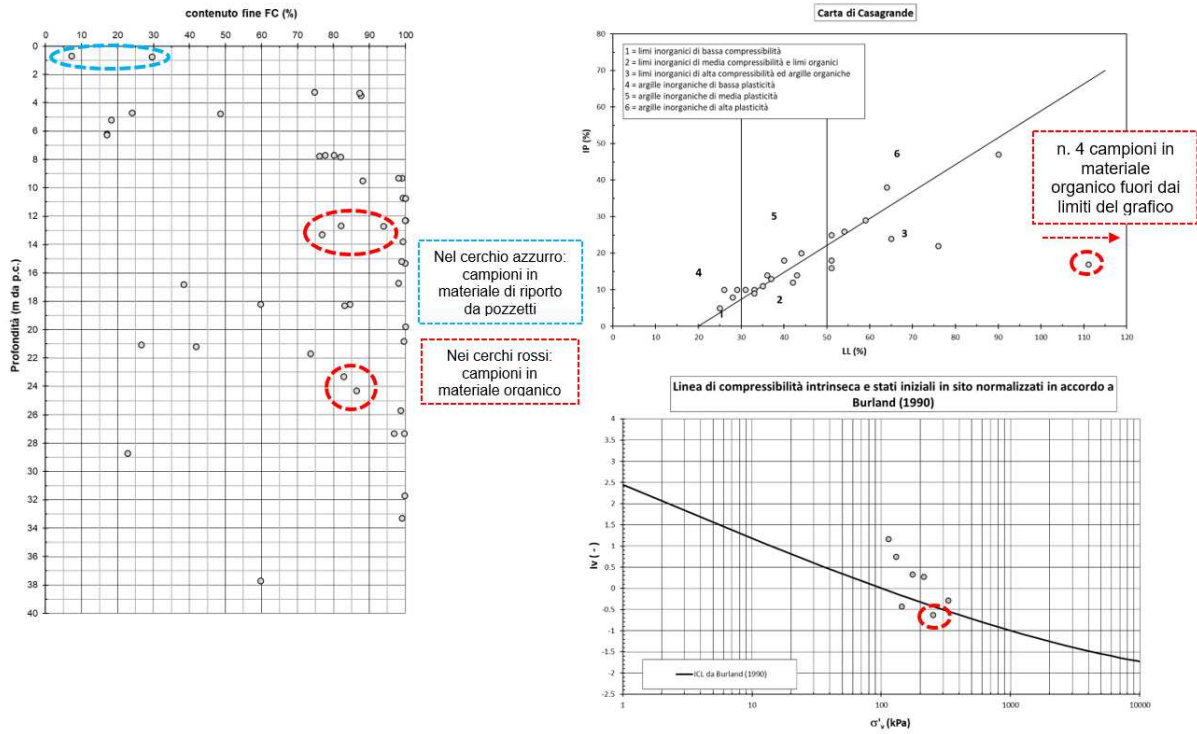


Figura 8.3 – Contenuto di fine, Carta di plasticità di Casagrande e stato iniziale dei materiali (linea di compressibilità intrinseca da Burland)

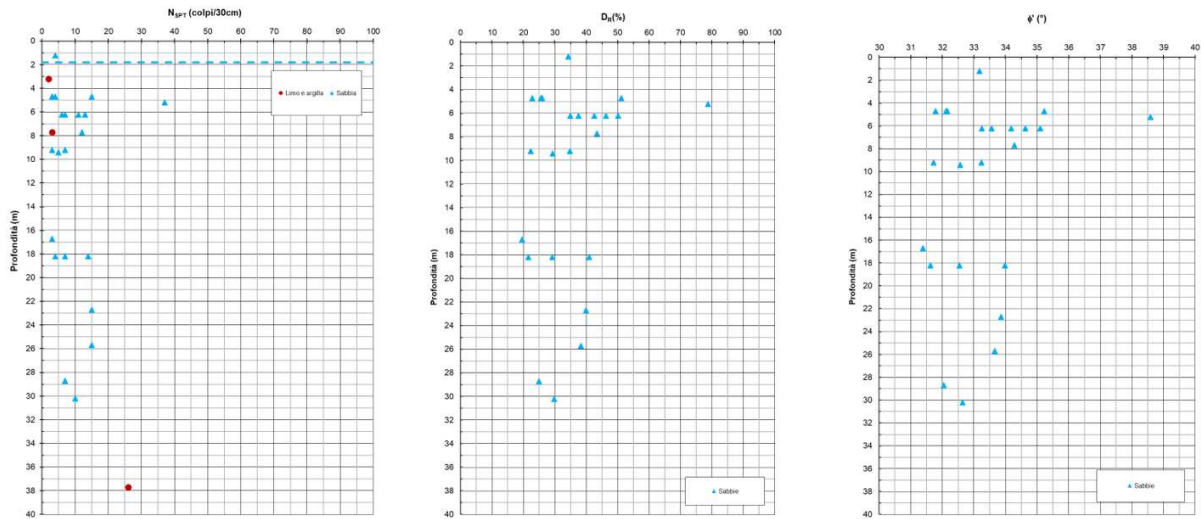



Figura 8.4 - N_{SPT} , densità relativa D_R da N_{SPT} , angolo di resistenza al taglio ϕ' da N_{SPT}

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 31 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

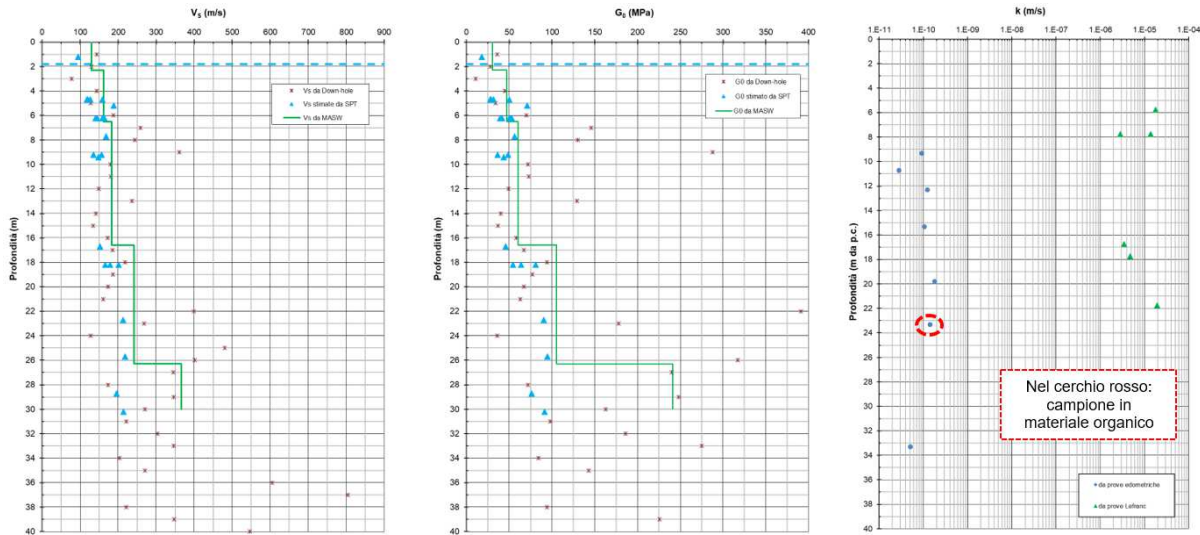


Figura 8.5 - Velocità delle onde di taglio V_s da prove geofisiche e stimate da N_{SPT} , Modulo di taglio G_0 a piccole deformazioni da V_s , coefficiente di permeabilità k da prove Lefranc e da prove edometriche

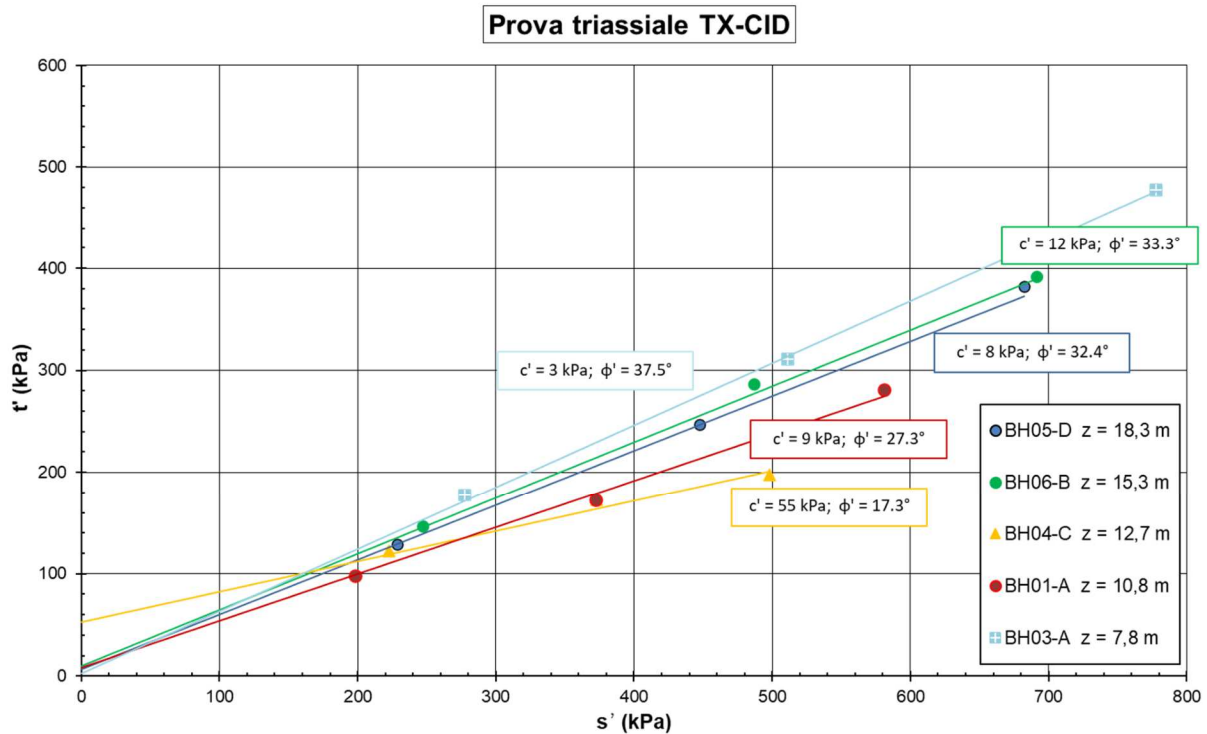



Figura 8.6 – Rappresentazione degli involuipi di rottura da prove triassiali su campioni indisturbati nel piano s' - t'

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 32 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Prove di taglio diretto

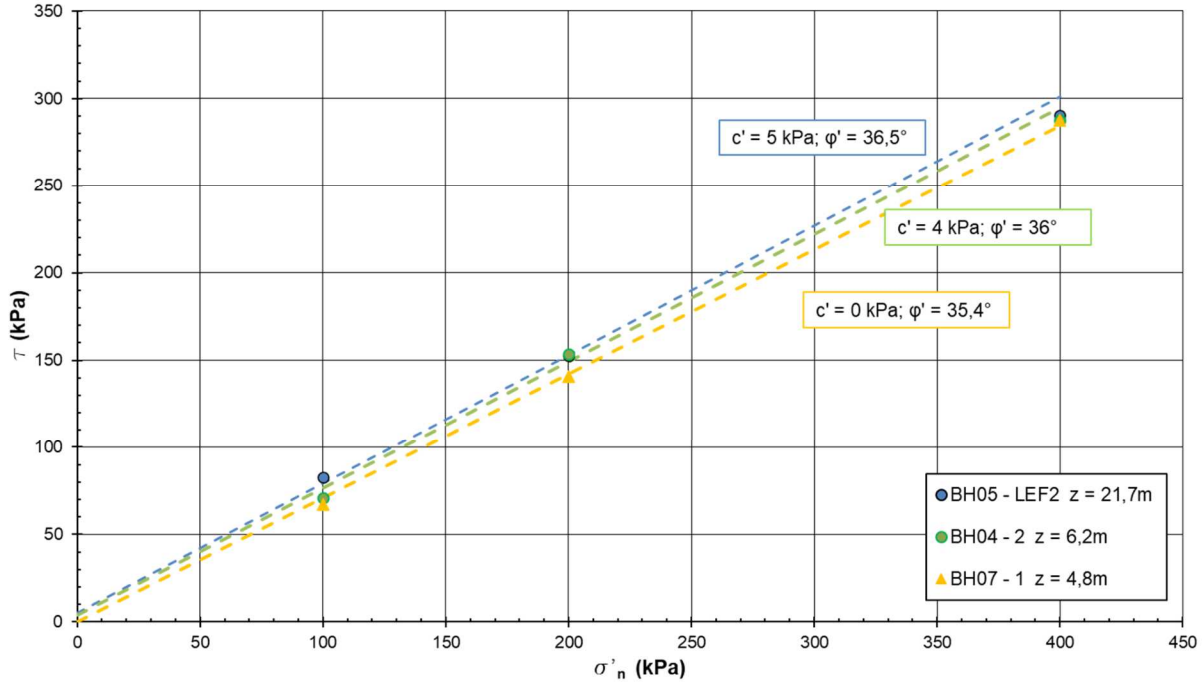


Figura 8.7 – Rappresentazione degli involuipi di rottura da prove di taglio diretto su campioni rimaneggiati ricostituiti nel piano σ - τ

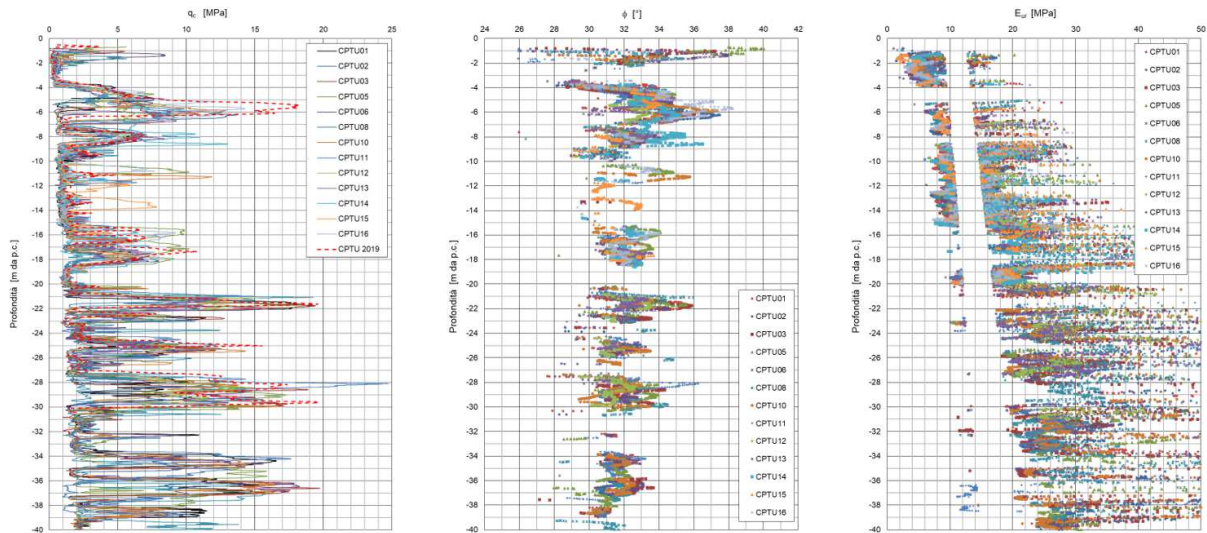



Figura 8.8 – Resistenza alla punta q_c , angolo di attrito da q_c , modulo di Young non drenato per materiali coesivi E_{ur} da q_c

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 33 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

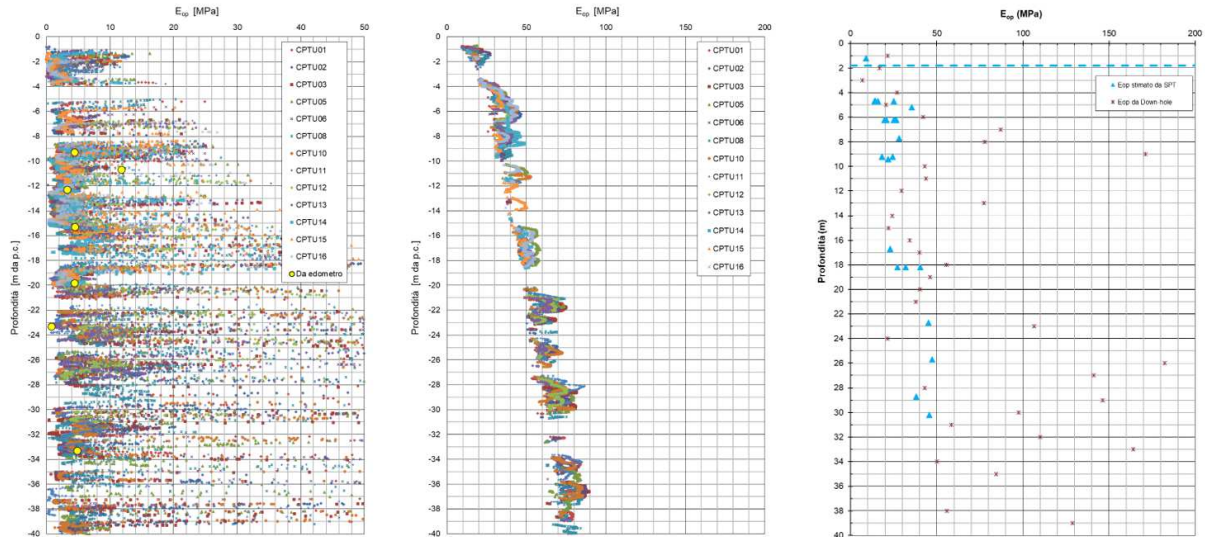


Figura 8.9 – Modulo di Young operativo per materiali coesivi E_{op} da q_c e da prove edometriche (sinistra), modulo di Young operativo per materiali granulari E_{op} da q_c (centro), modulo di Young operativo E_{op} da N_{SPT} e geofisica (destra)

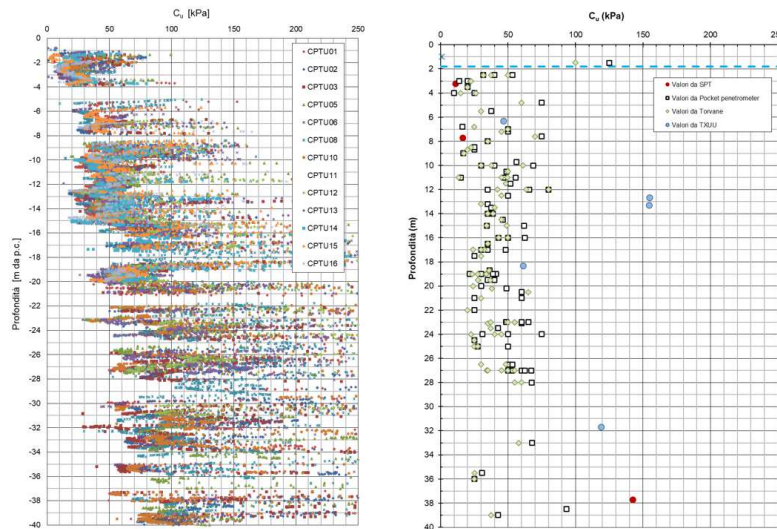



Figura 8.10 - Resistenza non drenata c_u da q_c (sinistra), resistenza non drenata c_u da prove TX-UU, N_{SPT} , penetrometro tascabile e scissometro (destra)

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 34 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

9.0 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Sulla scorta della caratterizzazione geotecnica del sito discussa al capitolo precedente, ai fini del dimensionamento delle opere geotecniche si fa riferimento al modello geotecnico costituito dagli strati e dai rispettivi valori caratteristici dei parametri geotecnici indicati in Tabella 9.1.

Secondo le NTC2018 (Doc.Rif. [1], par. 6.2.2) e l'Eurocodice 7 (Doc.Rif. [3], par. 2.4.5) il "valore caratteristico" di un parametro geotecnico deve rappresentare una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici di riferimento sono scelti in modo da costituire, per ciascuno di essi, una stima cautelativa, prossima o inferiore al valore medio ricavato dai risultati delle indagini.

Il piano campagna di riferimento è posto a quota 2,0 m slm. Si assume che i riempimenti vengano realizzati con materiali con proprietà geotecniche almeno uguali a quelle dei materiali di riporto già presenti in sito (R-S1).


Il livello di falda di progetto per le fasi costruttive viene fissato nel modello geotecnico a quota 0 m slm (circa 2 m da p.c.).

Come parametri dinamici del terreno, data la natura dei materiali, il fattore di smorzamento del terreno può essere assunto nel range 1-2% e il coefficiente di Poisson ν nel range 0,45-0,5.

Tabella 9.1 - Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici


Strato	Prof. (m da)	Prof. (m da)	γ_t (KN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (KPa)	E_{op} [E_{ur}] ⁽¹⁾ (Mpa)	V_s (m/s)	G_0 (MPa)
R-S1	0	2	18.5	34	0	-	15	125	30
AL1	2	3,5	20	27	5	25	0,5 [7]		
S2	3,5	5,5	18.5	34	0	-	32		
AL2	5,5	7,5	20	27	5	35	2 [10]	180	60
S3	7,5	9	18.5	33	0	-	40		
AL3	9	15,5	20	27	10	45	3 [15]		
S4	15,5	18,5	18.5	32	5	-	50		
AL4	18,5	21	18.5	27	10	60	4 [20]		
S5	21	23	18.5	33	5	-	60	250	115
AL5	23	24,5	18.5	27	10	70	5 [25]		
S6	24,5	25,5	18.5	32	5	-	60		
AL6	25,5	28	18.5	27	10	75	5 [25]		
S7	28	30	18.5	32	5	-	70		
AL7	30	34	18.5	27	10	90	5 [25]	500	460
S8	34	35	18.5	32	5	-	75		
AL8	35	36	18.5	27	10	75	5 [20]		
S9	36	37	18.5	31	5	-	75		
AL9	37	40	18.5	27	10	100	5 [30]		

⁽¹⁾ moduli operativi in condizioni drenate E_{op} , per la valutazione dei cedimenti in condizioni a lungo termine. Tra parentesi quadre sono riportati i moduli operativi in condizioni non drenate E_{ur} degli strati coesivi, da considerare per la valutazione dei cedimenti in condizioni a breve termine

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 35 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Dove:

γ_t	peso di volume naturale
φ'	angolo di resistenza al taglio
c'	intercetta di coesione
C_u	resistenza non drenata
C_c, C_r	Coefficienti di compressione e ricomprensione
E_{op}/E_{ur}	modulo di Young operativo in condizioni drenate/non drenate
V_s	velocità delle onde di taglio
G_0	modulo di taglio a piccole deformazioni

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 36 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

10.0 DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Sulla base delle condizioni geotecniche del sito, fondazioni dirette potranno essere considerate per strutture minori, con approfondimento non superiore a 1,5 m per la presenza della falda.

Fondazioni profonde saranno invece necessarie nel caso di:

- Strutture soggette a carichi orizzontali elevati;
- Strutture soggette a carichi eccentrici per le quali non è possibile aumentare l'impronta della fondazione tale da ridurre l'eccentricità;
- Strutture per cui si prevedono cedimenti totali o differenziali non accettabili.

10.1 CAPACITÀ PORTANTE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) IN CONDIZIONI NON DRENATE

Nei paragrafi seguenti vengono descritte le procedure per le verifiche geotecniche delle fondazioni superficiali, sviluppate in accordo alle NTC2018 [1] considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) per condizioni statiche (fattore di sicurezza sulla capacità portante delle fondazioni $\gamma_R = 2,3$). Si considerano solo carichi agenti verticali.

Nel caso di condizioni sismiche, i coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali sono posti pari all'unità, il fattore sulla capacità portante è sempre $\gamma_R = 2,3$.

Il dimensionamento geotecnico delle fondazioni superficiali è governato dalle condizioni non drenate del terreno.

La capacità portante ultima in condizioni non drenate di fondazioni superficiali è determinata come:

$$q_{lim} = (\pi + 2) \cdot c_u \cdot d_c \cdot s_c \cdot i_c + q$$

dove:

q_{lim}	pressione limite ultima, riferita all'area efficace della fondazione
c_u	coesione non drenata
h	profondità dal piano campagna del piano di imposta della fondazione
$B' = B - 2e_B$	dimensione efficace minore della fondazione
$L' = L - 2e_L$	dimensione efficace maggiore della fondazione
e_B, e_L	componenti dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela al lato minore (B) e al lato maggiore (L) della fondazione.

Fattore di forma della fondazione:

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{L'}$$

Fattore di affondamento della fondazione:

$$d_c = \begin{cases} 1 + 0.4 \cdot \frac{h}{B'} & \frac{h}{B'} \leq 1 \\ 1 + 0.4 \cdot \arctan \frac{h}{B'} & \frac{h}{B'} > 1 \end{cases}$$

La capacità portante di progetto viene quindi valutata come: $q_d = \frac{q_{lim}}{\gamma_R}$.

La pressione netta q_{net} , che rappresenta l'incremento di pressione alla base della fondazione rispetto alla pressione esistente prima dello scavo per la realizzazione della fondazione stessa, è calcolata come la differenza tra la pressione totale q_{gross} alla base della fondazione e la pressione preesistente alla stessa quota:

$$q_{net} = q_{gross} - q_0.$$


10.2 CAPACITÀ PORTANTE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Le condizioni dello Stato Limite di Esercizio si riferiscono alla determinazione della pressione applicata per la quale le deformazioni della fondazione superano i limiti di esercizio richiesti in termini di spostamenti. Per le fondazioni isolate di piccole dimensioni si considera un cedimento totale ammissibile sotto carichi statici permanenti pari a 25 mm.

10.2.1 Cedimenti verticali

I calcoli dei cedimenti sono determinati sulla base dei valori operativi del modulo di Young E_{op} e considerando gli incrementi di tensione nel terreno calcolati secondo la teoria elastica di Boussinesq. Tale teoria modella il terreno come un semispazio lineare-elastico omogeneo e isotropo e assume che l'area caricata sia perfettamente flessibile.

L'abbassamento alla base della fondazione è dato dalla somma dei contributi di ciascun sotto-strato in cui i carichi applicati inducono un incremento di sollecitazione verticale maggiore o uguale al 10% della sollecitazione verticale efficace iniziale σ'_{v0} .

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 37 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

10.3 DIMENSIONAMENTO DELLE FONDAZIONI SUPERFICIALI

Sulla base delle caratteristiche dei terreni riportate nel Cap. 9.0, viene qui riportato un predimensionamento delle fondazioni superficiali con lato minore compreso tra 1 e 4 m, approfondimento 1,5 m sotto p.c. e carichi agenti verticali (H/V=0).

In Tabella 10.1 e Tabella 10.2 sono riportati i valori del carico ammissibile del terreno in termini di pressione netta rispettivamente per stato limite SLU (validi anche per condizioni sismiche) $q_{d,net}$ (carichi verticali – H/V=0) e per lo stato limite SLE per limitare i cedimenti a 25 mm.


Il carico ammissibile della fondazione è il minimo tra i valori presentati nelle due tabelle.

Tabella 10.1 - Capacità portante netta $q_{d,net}$ (kPa) – H/V=0

B' (m)	L'/B'=1	L'/B'=2	L'/B'=3
1	114	104	100
1,5	104	95	92
2	102	94	91
3	91	84	82
4	86	79	77

Tabella 10.2 - Capacità portante netta per limitare i cedimenti a 25 mm (kPa)

B (m)	L/B=1	L/B=2	L/B=3
1	265	192	171
1,5	173	135	121
2	134	107	99
3	98	83	74
4	82	66	60

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 38 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

11.0 DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO DI FONDAZIONI PROFONDE

Sulla base della stratigrafia esposta al Cap. 8.0, viene presentato nei paragrafi successivi il dimensionamento delle fondazioni profonde. Si considerano pali Full Displacement Piles (FDP), che possono essere installati con vibrazioni ed estrazione di terreno quasi nulle e garantiscono una buona performance geotecnica. In particolare, lo studio è eseguito considerando testa dei pali 1,5 m sotto il piano finito, per due differenti diametri (400 e 600 mm). Per lo stato limite ultimo (SLU) in condizioni statiche viene applicato l'Approccio 2 (A1+M1+R3) delle normative vigenti [1]; in condizioni sismiche i coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali sono posti pari all'unità.

I nuovi pali devono essere ubicati almeno ad una distanza reciproca pari ad almeno 3 (preferibilmente 4) volte il diametro del palo, al fine di evitare possibili danni strutturali dovuti allo spiazzamento laterale del terreno durante l'installazione.

In mancanza di informazioni sul tipo e disposizione delle fondazioni degli impianti esistenti ancora da demolire, non si può escludere che l'installazione dei nuovi pali venga ostacolata dalla presenza di pali pregressi, nel qual caso potrà risultare vantaggioso, se non necessario, modificare localmente il progetto delle palificate per evitare tali interferenze

11.1 RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO AI CARICHI VERTICALI (SLU E SLV)

Alla luce della complessità e possibile variabilità locale della sequenza stratigrafica, la resistenza di calcolo a compressione e trazione del palo singolo $R_{c,cal;i}$ sono calcolate sulla base dell'interpretazione diretta delle prove CPTU. Poiché non è specificata nella normativa italiana la metodologia con cui eseguire tale determinazione, per il calcolo della resistenza ultima si è fatto riferimento alle procedure descritte nel Documento di Applicazione Nazionale Olandese dell'Eurocodice 7 [4], come dettagliato nel seguito.

Le portate di calcolo a compressione $R_{c,cal,i}$ e a trazione $R_{t,cal,i}$ del palo alla profondità i sono determinate come segue:

$$R_{c,cal;i} = R_{b,cal,max;i} + R_{s,cal,max;i}$$

$$R_{t,cal;i} = R_{s,cal,max;i}$$

dove:


$R_{c,cal;i}$	portata ultima di calcolo a compressione del palo alla profondità i
$R_{t,cal;i}$	portata ultima di calcolo a trazione del palo alla profondità i
$R_{b,cal,max;i}$	resistenza ultima alla punta per un palo con la punta alla profondità i
$R_{s,cal,max;i}$	resistenza ultima lungo il fusto per un palo con la punta alla profondità i

La resistenza ultima alla punta è pari a:

$$R_{b,cal,max;i} = A_b \cdot q_{b,max;i} = A_b \cdot \frac{1}{2} \cdot \alpha_p \cdot \beta \cdot s \cdot \left(\frac{q_{c,I,gem} + q_{c,II,gem}}{2} + q_{c,III,gem} \right)$$

dove:

A_b	area della base del palo
$q_{b,max;i}$	resistenza unitaria ultima alla punta
$q_{c,I,gem}$	resistenza media alla punta ottenuta come valore minimo tra quelle calcolate nell'intervallo tra $0.7 \cdot D$ e $4 \cdot D$ (D = diametro del palo) al di sotto della base del palo
$q_{c,II,gem}$	valore minimo della resistenza alla punta misurata nello spessore al di sotto della punta per il quale si ottiene il minimo valore di $q_{c,I,gem}$
$q_{c,III,gem}$	valore medio della resistenza alla punta misurata su una lunghezza pari a $8 \cdot D$ al di sopra della base del palo, calcolata trascurando tutti i valori maggiori di $q_{c,II,gem}$
α_p	fattore riferito al tipo di palo in accordo al punto § 7.6.2.3(10) (f) della norma citata [4] - nel caso in esame, $\alpha_p = 0,63$ per pali FDP
β	fattore riferito della sezione del palo in accordo al punto § 7.6.2.3(10) (g) della norma citata [4] - nel caso in esame, $\beta = 1,0$ per pali a sezione costante
s	fattore di forma riferito alla base del palo in accordo al punto § 7.6.2.3 (10) (h) della norma citata [4] - nel caso in esame, $s = 1,0$ per pali a sezione quadrata o circolare

	Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 39 of 55
		RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

La resistenza ultima lungo il fusto è pari a:

$$R_{s;cal;max;i} = O_{s;\Delta L;gem} \cdot \int_0^{\Delta L} q_{s;max;z;i} \cdot dz = O_{s;\Delta L;gem} \cdot \int_0^{\Delta L} \alpha_s \cdot q_{c;z;a} \cdot dz$$

dove:

$O_{s;\Delta L;gem}$	circonferenza media del fusto del palo
ΔL	lunghezza del fusto del palo dove si sviluppa attrito positivo
$q_{s;max;z;i}$	tensione tangenziale massima per attrito positivo
α_s	fattore riferito al tipo di palo, al metodo di installazione e al tipo di terreno attraversato, in accordo al punto § 7.6.2.3 (i), Tabelle 7c e 7d della norma citata [4] - nel caso in esame, per i tratti in sabbia $\alpha_s = 0,009$ per pali FDP; per i tratti in argilla $0.02 \leq \alpha_s \leq 0.03$ per tutti i tipi di palo (si veda Tabella 7d della norma per maggiori dettagli). Gli stessi valori vengono considerati nel caso in cui la resistenza lungo il fusto venga calcolata per definire la resistenza a trazione del palo
$q_{c;z;a}$	resistenza alla punta misurata alla profondità z, determinata in accordo al punto § 7.6.2.3 (i) della norma citata [4].

In accordo alla normativa italiana vigente (NTC 2018 [1]), la resistenza caratteristica R_k a compressione o a trazione è calcolata a partire dal valore medio e minimo di $R_{calc;i}$ calcolato per ciascuna verticale come indicato sopra, applicando i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 in funzione del numero di verticali indagate (come indicati nella Tabella 6.4.IV delle NTC2018). Nel caso in esame si considera $\xi_3 = 1,4$ e $\xi_4 = 1,21$ per 10 verticali d'indagine.


La resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ o a trazione $R_{t,d}$ del palo singolo (Par. 6.4.3.1.1 delle NTC2018) è calcolata quindi applicando al valore caratteristico della resistenza R_k i coefficienti parziali γ_R come dettagliato alla Tabella 6.4.II delle NTC2018. Tale tabella non individua in modo specifico i pali FDP, distinguendo solo tra pali infissi, trivellati e ad elica continua. Il comportamento dei pali FDP è intermedio tra i pali infissi e quelli ad elica; a favore di sicurezza si considerano quindi i coefficienti applicabili ai pali trivellati (= 1,35 per la portata di base, = 1,15 per la portata laterale in compressione, = 1,25 per la portata laterale in trazione):

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \frac{\min\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}}{\gamma_R}; \quad R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \frac{\min\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\}}{\gamma_R}$$

Congruentemente con quanto specificato dalla normativa vigente, le resistenze di progetto R_d devono risultare maggiori degli effetti delle azioni, determinati, nel caso di condizioni statiche, applicando ai valori caratteristici delle azioni i coefficienti parziali dettagliati alla Tabella 2.6.I delle NTC2018, ossia per azioni sfavorevoli $\gamma_{G1} = 1,3$ per carichi permanenti strutturali, $\gamma_{G2} = 1,5$ per carichi permanenti portati e $\gamma_{Q1} = 1,5$ per azioni variabili. Il peso di progetto del palo W_d non è considerato all'interno delle resistenze di progetto. Questo andrà considerato, opportunamente fattorizzato, all'interno dei carichi agenti sul palo (come carico da aggiungere o sottrarre nel caso di verifica a carichi di compressione o trazione sul palo).

In Figura 11.1 e Figura 11.2 vengono riportati i risultati del carico limite del palo singolo FDP soggetto a compressione (linea continua blu) e trazione (linea tratteggiata rossa) per i due diametri studiati ($D = 400$ mm e $D = 600$ mm) in funzione della profondità da piano finito. Le resistenze riportate sono valide sia per condizioni statiche sia per condizioni sismiche.

Si può trascurare l'effetto gruppo ai carichi verticali mantenendo una distanza tra i pali pari ad almeno $3D$ (D : diametro del palo).

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 40 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

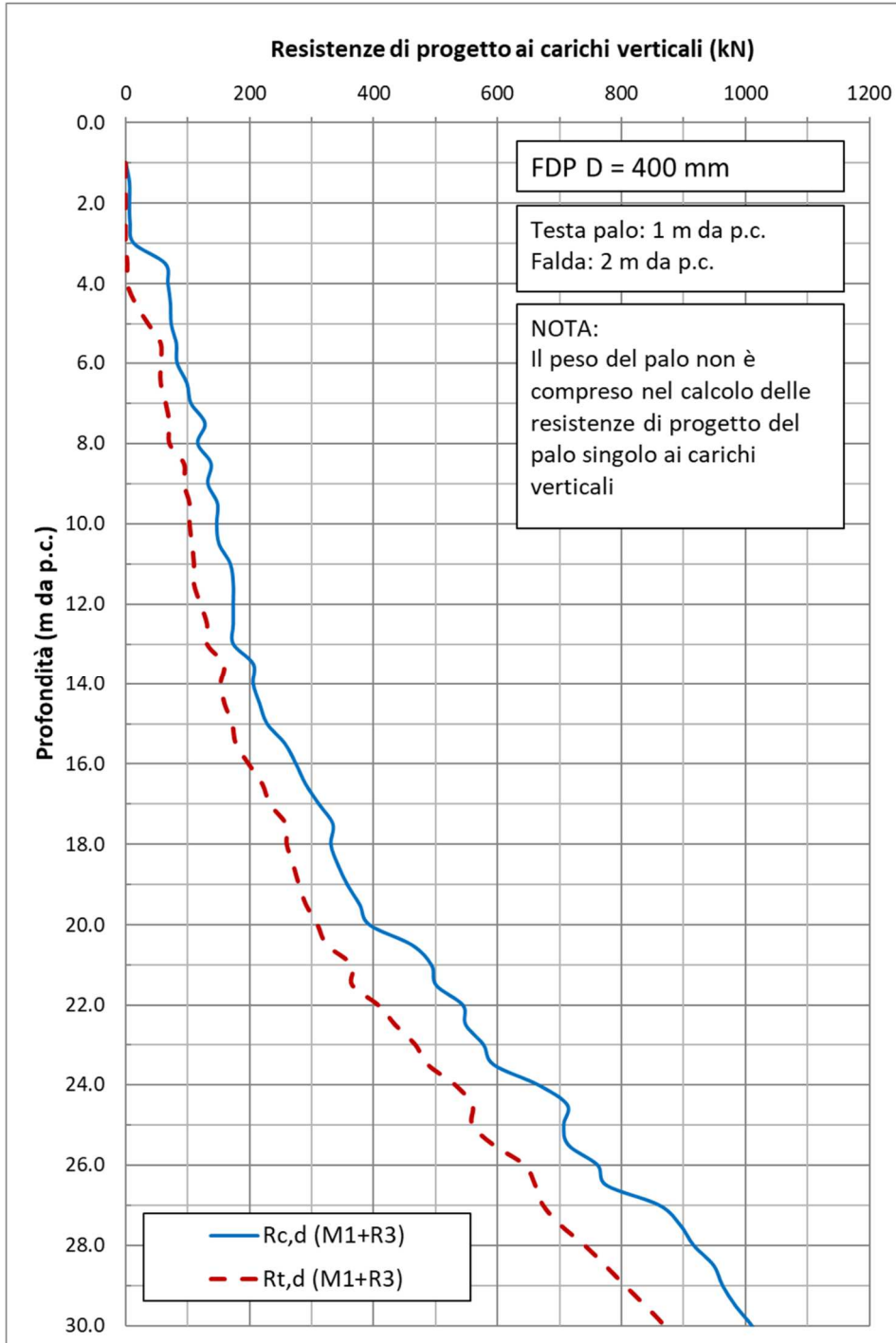



Figura 11.1 - Resistenze di progetto del palo singolo FDP soggetto a compressione e trazione (D=400 mm)

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 41 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

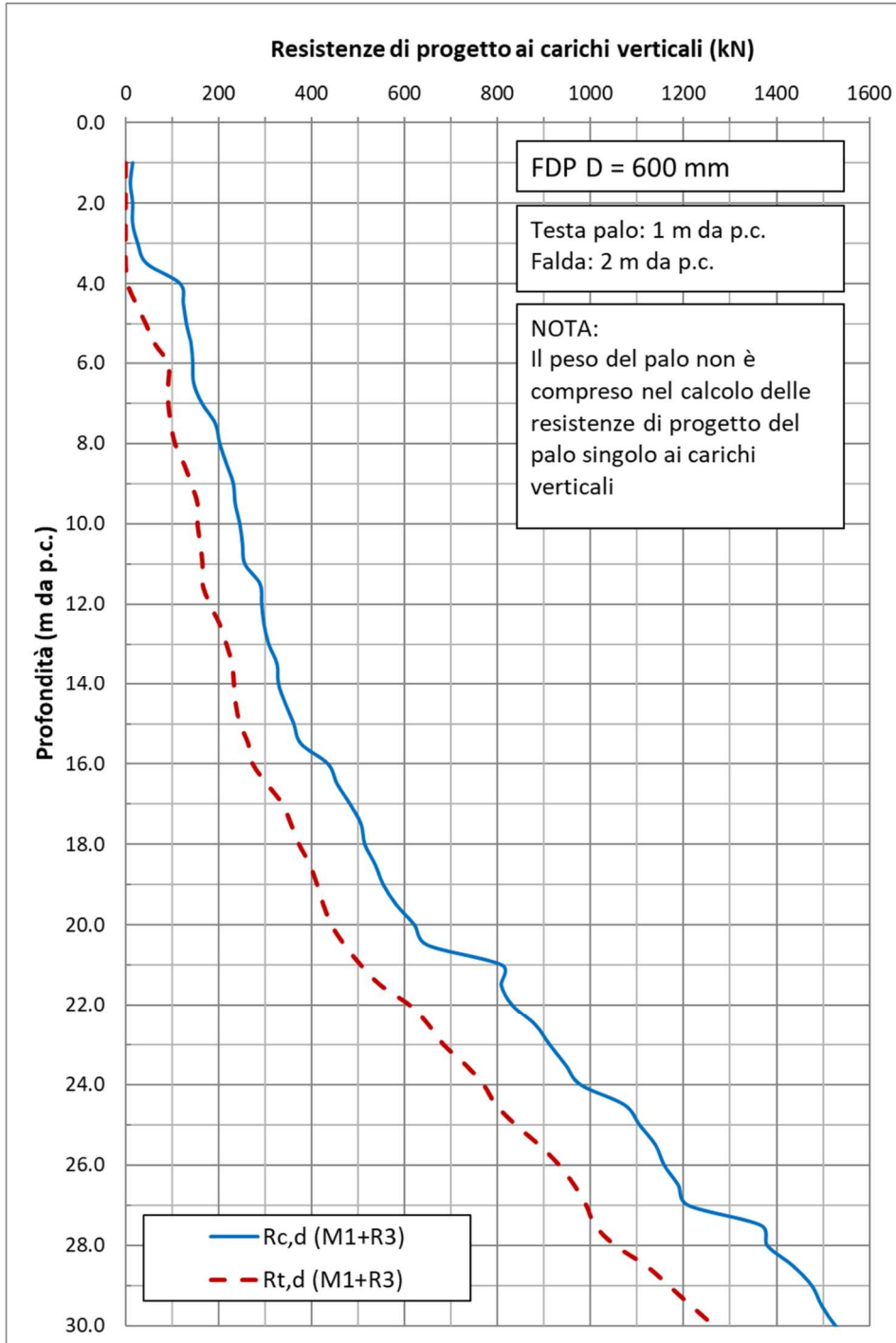



Figura 11.2 - Resistenze di progetto del palo singolo FDP soggetto a compressione e trazione (D=600 mm)

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 42 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

11.2 RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO AI CARICHI VERTICALI (SLE)

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi verticali viene eseguito in accordo all'approccio proposto da Reese e Wang (2014) [34], basato sul modello delle curve t-z e q-s, tenendo conto del comportamento non lineare del terreno, come descritto in dettaglio nel manuale del programma TZPile [42].

I calcoli sono eseguiti considerando i valori ultimi della resistenza laterale e di base dei terreni dalla resistenza ai carichi verticali come definito ai paragrafi precedenti. Si considerano inoltre:

- Diametro del palo $D = 400$ mm and $D = 600$ mm;
- Lunghezza del palo $L = 20$ m e $L = 24$ m;
- Modulo del calcestruzzo $E = 25$ GPa.

I risultati, in termini di curve carico-cedimento, sono mostrati in Figura 11.3 e Figura 11.4.

I valori delle molle verticali in corrispondenza dei pali possono essere valutati come il rapporto tra il carico verticale a testa palo e il corrispettivo cedimento.

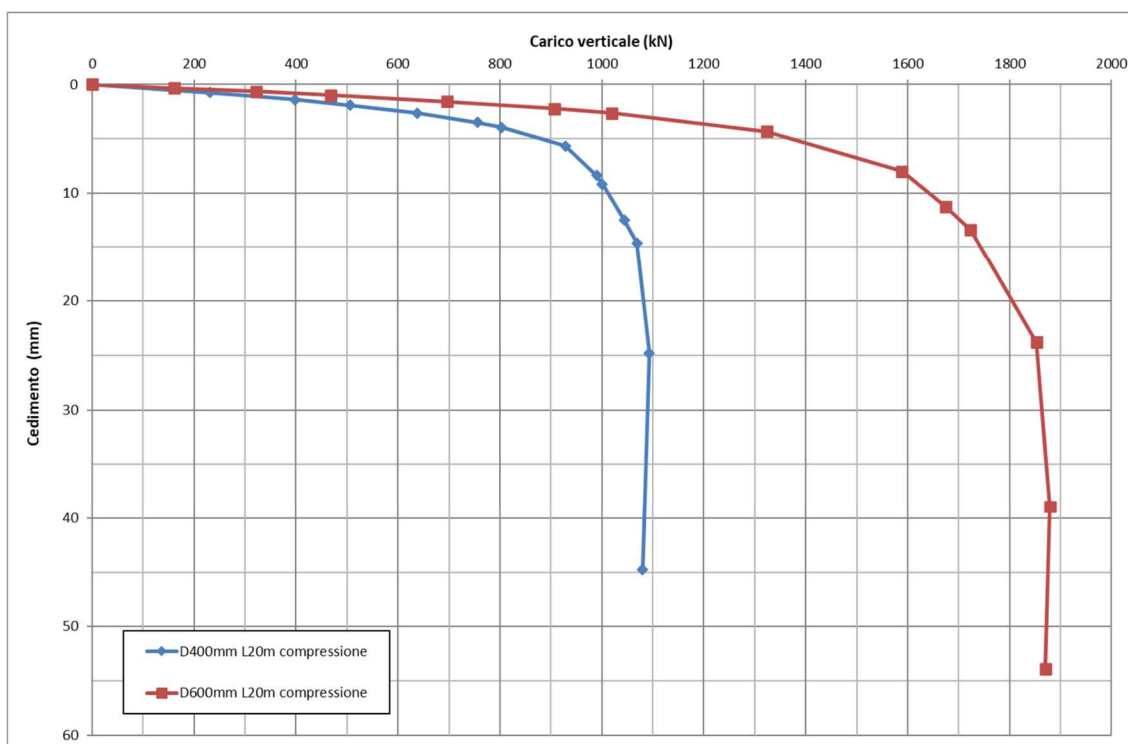



Figura 11.3 - Curve carico-cedimento per pali FDP, $L = 20$ m, $D 400$ mm e $D 600$ mm

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 43 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

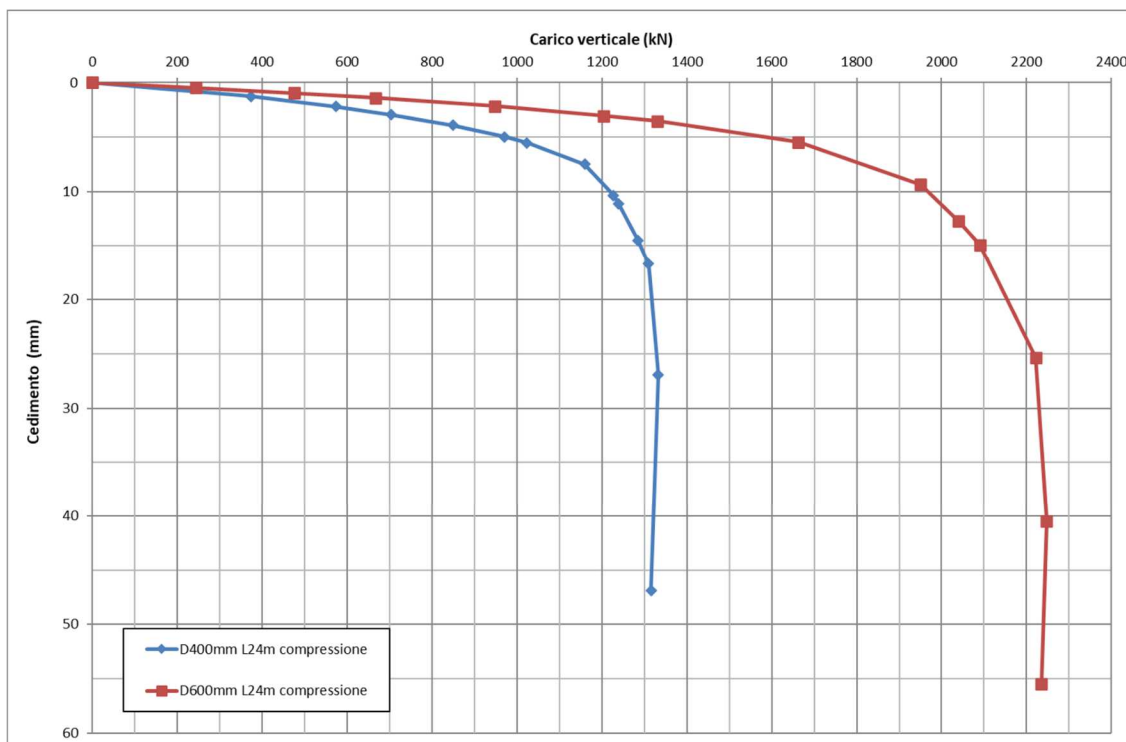


Figura 11.4 - Curve carico-cedimento per pali FDP, L = 24 m, D 400 mm e D 600 mm

11.3 RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO AI CARICHI ORIZZONTALI (SLE)

Lo studio dell'interazione palo-terreno sotto carichi orizzontali viene eseguito in accordo all'approccio proposto da Reese e Van Impe (2011) [33], basato sul modello delle curve p-y, tenendo conto del comportamento non lineare del terreno, come descritto in dettaglio nel manuale del programma LPile [43].

I calcoli sono eseguiti considerando la caratterizzazione definita al Cap. 8.0. Si considerano inoltre:

- Testa palo 1,5 m sotto piano finito;
- Diametro del palo D = 400 mm and D = 600 mm;
- Lunghezza del palo L = 20 m e L = 24 m;
- Modulo del calcestruzzo E = 25 GPa;
- Condizione di palo incastrato e incernierato;
- Range di carichi orizzontali tra 10 e 200 kN.

I risultati sono mostrati nelle figure seguenti per lunghezza del palo L = 20 m in termini di:


- curve carico orizzontale applicato a testa palo – spostamento laterale a testa palo (Figura 11.8 palo incastrato e Figura 11.9 palo incernierato);
- Andamento degli spostamenti orizzontali e del momento flettente lungo il fusto del palo (da Figura 11.10 a Figura 11.13).

Gli stessi risultati si ottengono per lunghezza del palo L = 24 m.

I valori delle molle orizzontali in corrispondenza dei pali possono essere valutati come il rapporto tra il carico orizzontale a testa palo e il corrispettivo spostamento.

Per pali soggetti a carichi laterali, si raccomanda inoltre di considerare l'effetto gruppo come segue:

- Il gruppo di pali può essere suddiviso in quattro sottogruppi a comportamento tipicamente omogeneo:
 - Pali di spigolo nella prima fila di pali;
 - Altri pali in prima fila;
 - Pali laterali dalla seconda fila in poi (compresa l'ultima fila);

	Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 44 of 55
		RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
				EX-DE	01	

- Restanti pali interni (compresa l'ultima fila).

- Per platea rigida, ipotizzando lo stesso spostamento orizzontale a testa palo per tutti i pali del gruppo, la quota parte di carico sul singolo palo può essere calcolata per mezzo di un fattore di efficienza F. Considerando $F_{corner} = 1$ per i pali di spigolo in prima fila, i fattori di efficienza per i pali dei quattro sottogruppi per pali con spaziatura pari a 3 diametri possono essere considerati come segue (si vedano gli schemi in Figura 11.5, Figura 11.6, Figura 11.7 per facilità di riferimento):

- Pali di spigolo nella prima fila di pali: $F_{corner} = 1$;
- Altri pali in prima fila: $F_{front} = 0,95$;
- Pali laterali dalla seconda fila in poi (compresa l'ultima fila): $F_{lateral} = 0,74$;
- Restanti pali interni (compresa l'ultima fila): $F_{internal} = 0,66$.

Il contributo totale alla resistenza ai carichi orizzontali dell'intero gruppo deve essere calcolato come somma dei fattori di efficienza di ogni singolo palo.

- Il contributo totale in direzione X deve essere calcolato come segue:

$$GEF_X = \sum_1^{Num_X,1} PEF_{X,1} + \sum_1^{Num_X,2} PEF_{X,2} + \dots + \sum_1^{Num_X,n} PEF_{X,n}$$

dove:

GEF_X Fattore di Efficienza del Gruppo in direzione X
 $PEF_{X,1}$ Fattore di Efficienza del Palo singolo del primo sottogruppo
 $PEF_{X,2}$ Fattore di Efficienza del Palo singolo del secondo sottogruppo
 $PEF_{X,n}$ Fattore di Efficienza del Palo singolo del sottogruppo "n"
 $Num_X,1$ Numero di pali del primo sottogruppo
 $Num_X,2$ Numero di pali del secondo sottogruppo
 Num_X,n Numero di pali del sottogruppo "n"

- Il contributo totale in direzione Z deve essere calcolato come segue:

$$GEF_Z = \sum_1^{Num_Z,1} PEF_{Z,1} + \sum_1^{Num_Z,2} PEF_{Z,2} + \dots + \sum_1^{Num_Z,n} PEF_{Z,n}$$

dove:

GEF_Z Fattore di Efficienza del Gruppo in direzione Z
 $PEF_{Z,1}$ Fattore di Efficienza del Palo singolo del primo sottogruppo
 $PEF_{Z,2}$ Fattore di Efficienza del Palo singolo del secondo sottogruppo
 $PEF_{Z,n}$ Fattore di Efficienza del Palo singolo del sottogruppo "n"
 $Num_Z,1$ Numero di pali del primo sottogruppo
 $Num_Z,2$ Numero di pali del secondo sottogruppo
 Num_Z,n Numero di pali del sottogruppo "n"

- L'azione orizzontale a testa palo in direzione X sul singolo palo HPILE_Xi si calcola come segue:

$$H_{PILE_Xi} = \frac{PEF_{X,i}}{GEF_X} \cdot F_X$$

dove:


$H_{PILE_X, i}$ Azione orizzontale a testa palo sul palo "i" in direzione X
 F_X Forza orizzontale totale in direzione X

- L'azione orizzontale a testa palo in direzione Z sul singolo palo HPILE_Zi si calcola come segue:

$$H_{PILE_Z,i} = \frac{PEF_{Z,i}}{GEF_Z} \cdot F_Z$$

dove:

$H_{PILE_Z, i}$ Azione orizzontale a testa palo sul palo "i" in direzione Z

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 45 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

F_Z Forza orizzontale totale in direzione Z

- L'azione orizzontale totale a testa palo sul singolo palo si calcola come segue:

$$H_{PILE,i} = \sqrt{(H_{PILE_X,i})^2 + (H_{PILE_Z,i})^2}$$

- L'azione orizzontale totale massima a testa palo si calcola come segue:

$$H_{MAX_AT_PILE_HEAD} = MAX \{H_{PILE,1}; H_{PILE,2}; \dots; H_{PILE,n-1}; H_{PILE,n}\}$$

- Si raccomanda di dimensionare il rinforzo di tutti i pali tenendo conto del massimo valore di azione orizzontale a testa palo $H_{MAX_AT_PILE_HEAD}$ di cui al punto precedente.

- L'azione orizzontale a testa palo da utilizzare per ricavare deformata e azioni interne si calcola come segue:

$$H_{X_FOR_HORIZONTAL_DISPLACEMENT_CALCULATION} = \frac{F_X}{GEF_X}$$

$$H_{Z_FOR_HORIZONTAL_DISPLACEMENT_CALCULATION} = \frac{F_Z}{GEF_Z}$$

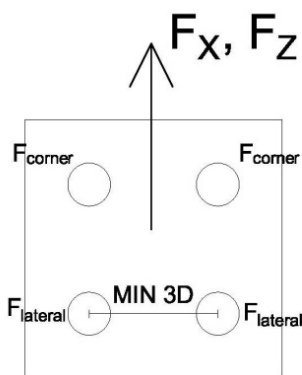
- Lo spostamento orizzontale a testa palo in direzione X e Z si ricava dalle curve "Carico orizzontale a testa palo – Spostamento orizzontale a testa palo" per il palo singolo:

$$S_{PILE,X,i} = f(H_{X_FOR_HORIZONTAL_DISPLACEMENT_CALCULATION})$$

$$S_{PILE,Z,i} = f(H_{Z_FOR_HORIZONTAL_DISPLACEMENT_CALCULATION})$$


- Lo spostamento orizzontale totale a testa palo si calcola come segue:

$$S_{PILE,i} = \sqrt{(S_{PILE_X,i})^2 + (S_{PILE_Z,i})^2}$$



$$GEF_{X,Z} = 2*1+2*0.74 = 3.48$$

Figura 11.5 - Coefficienti di efficienza, schema palificata a 4 pali, azione orizzontale in direzione X e Z equivalente

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 46 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

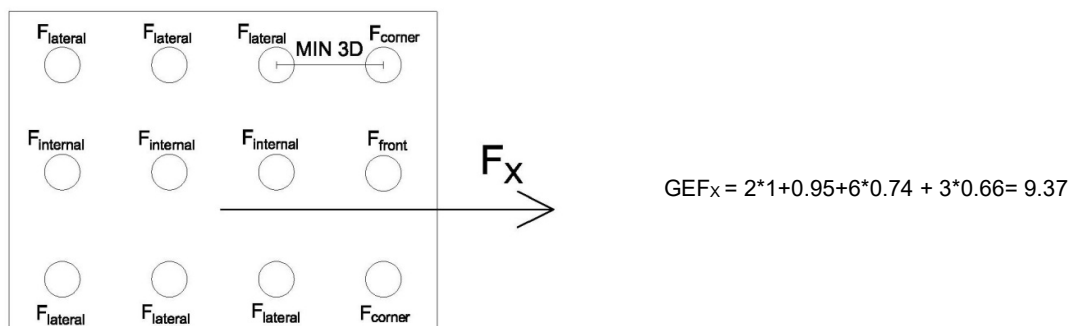


Figura 11.6 - Coefficienti di efficienza, schema palificata a 12 pali, azione orizzontale in direzione X

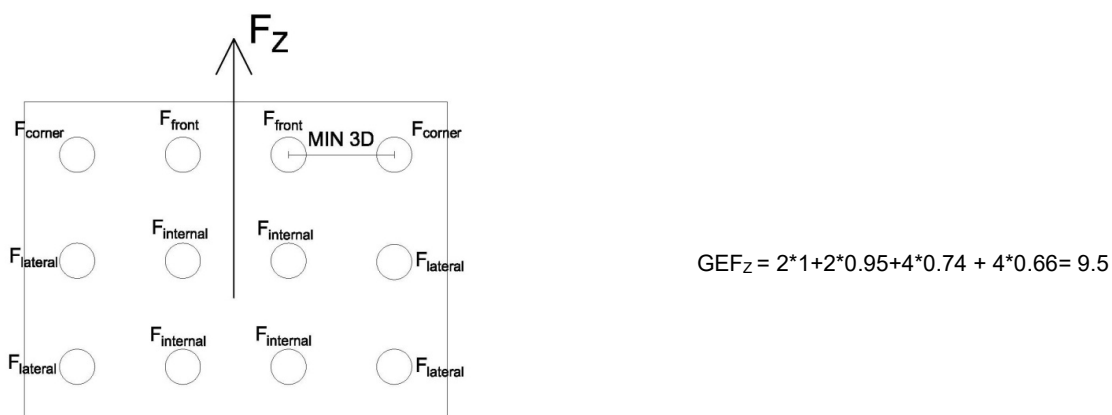



Figura 11.7 - Coefficienti di efficienza, schema palificata a 12 pali, azione orizzontale in direzione Z

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 47 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

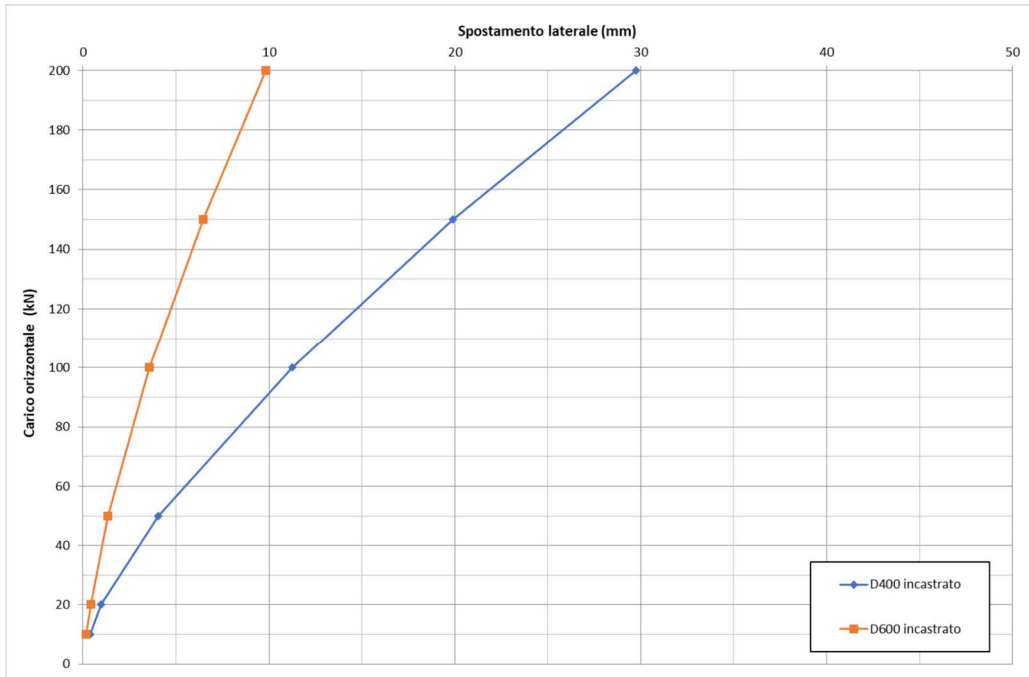


Figura 11.8 - Curve carico-spostamento per pali FDP, L = 20 m, D 400 mm e D 600 mm, palo incastrato

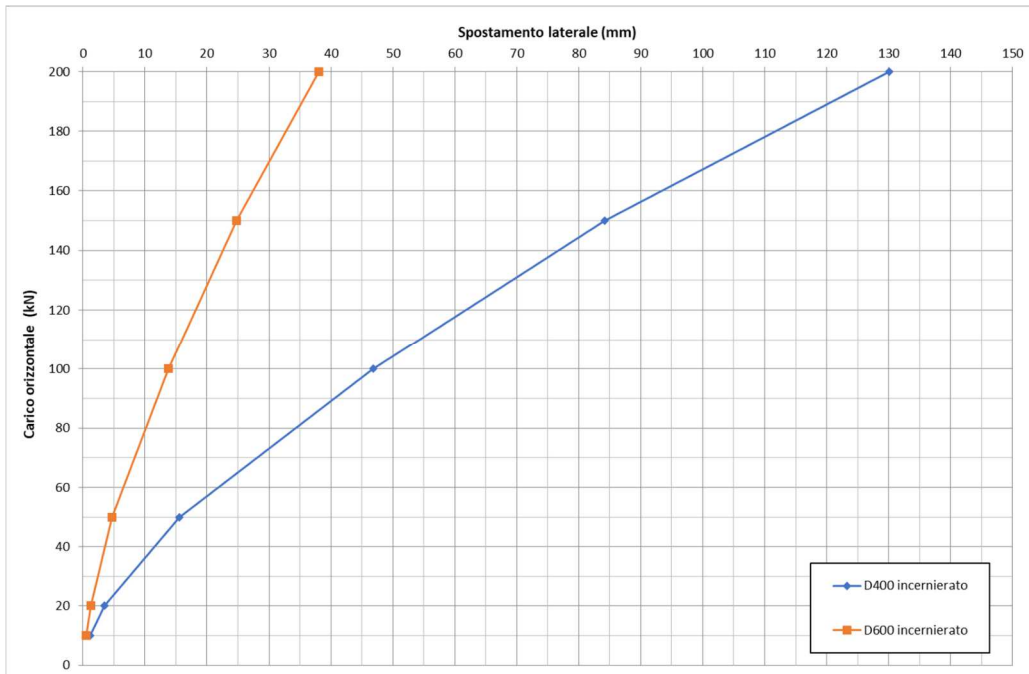



Figura 11.9 - Curve carico-spostamento per pali FDP, L = 20 m, D 400 mm e D 600 mm, palo incernierato

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 48 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

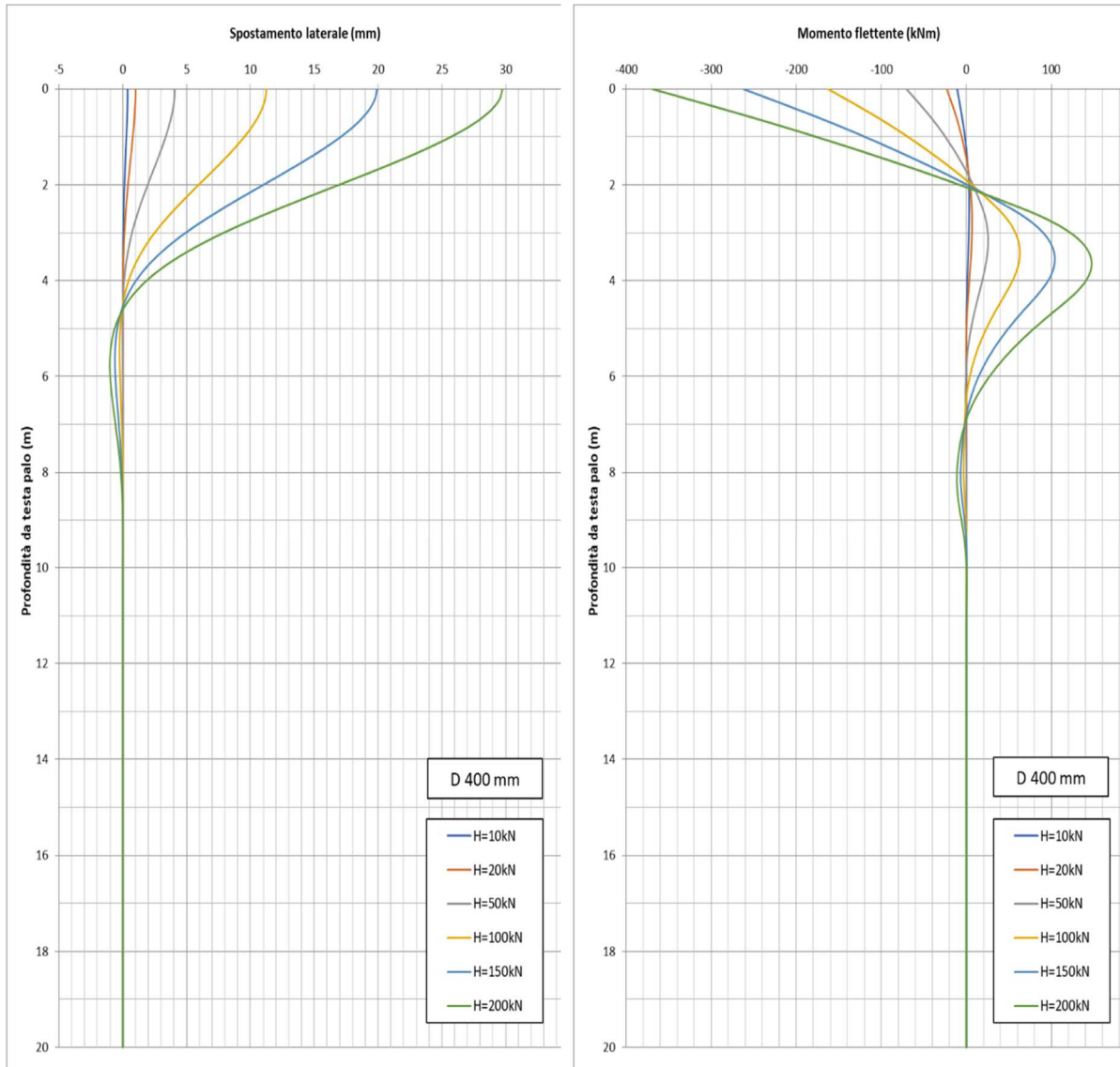



Figura 11.10 – Spostamento laterale e momento flettente lungo il fusto del palo, D 400 mm, palo incastrato

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 49 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

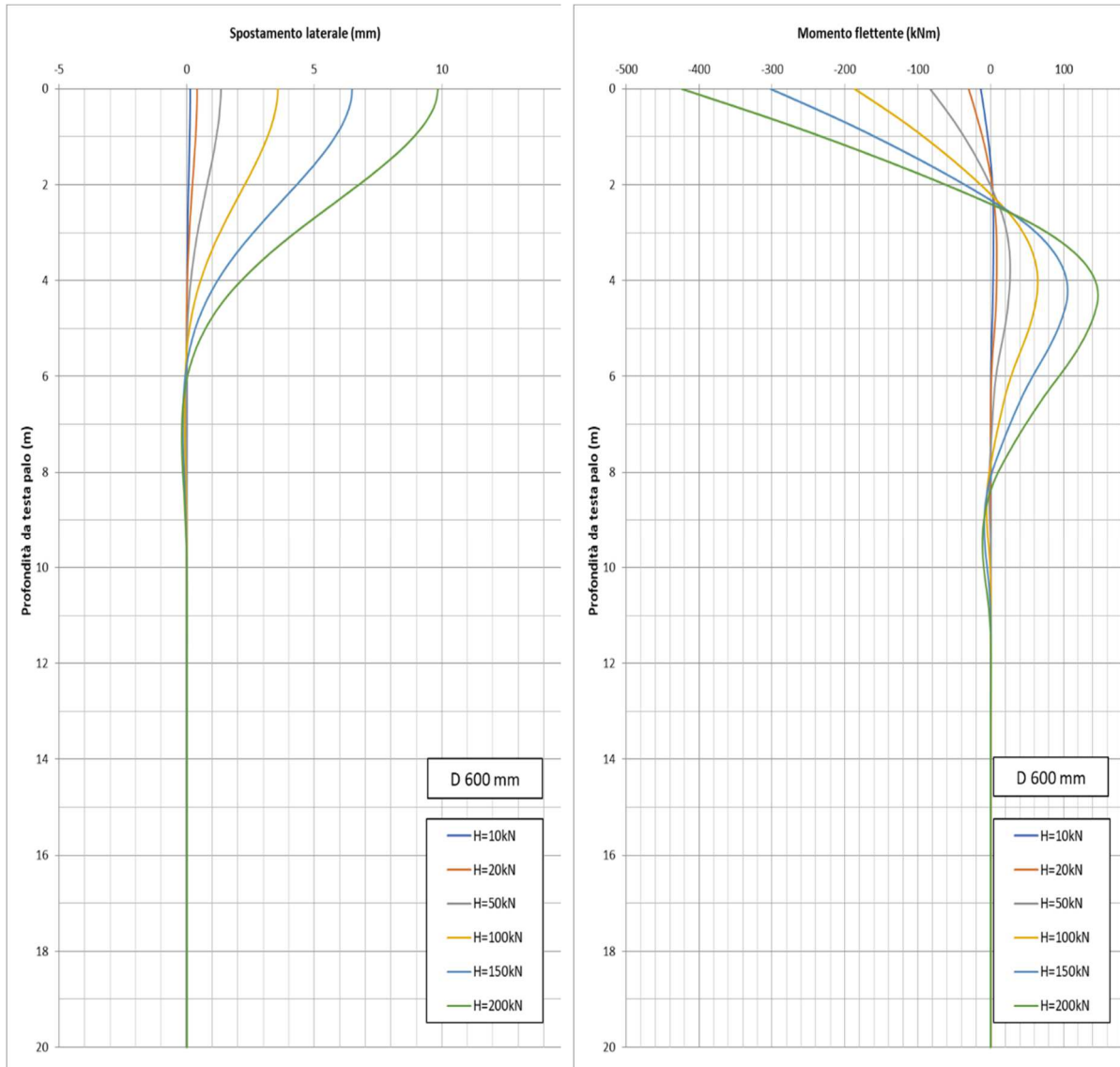



Figura 11.11 – Spostamento laterale e momento flettente lungo il fusto del palo, D 600 mm, palo incastrato

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 50 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

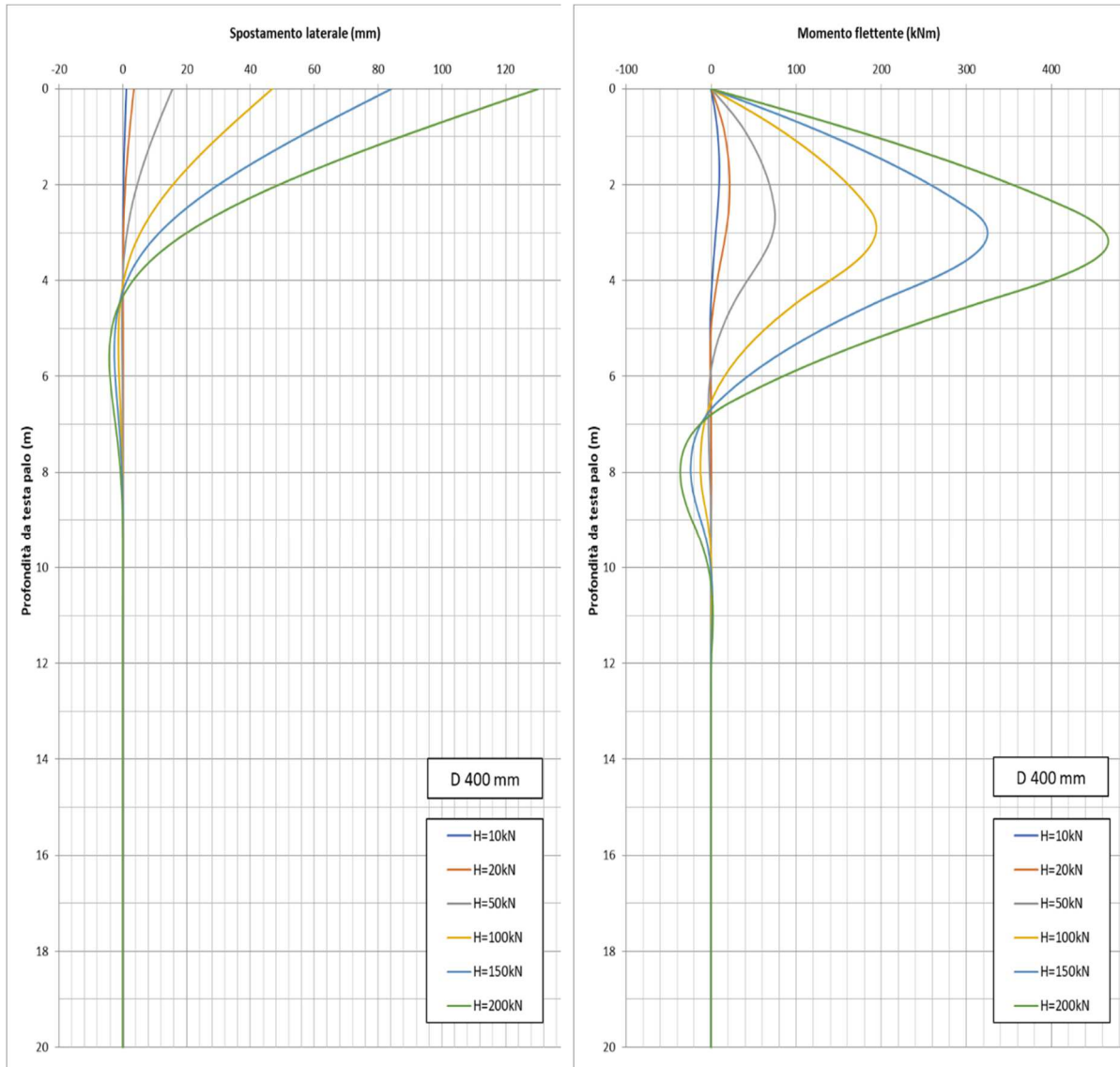



Figura 11.12 – Spostamento laterale e momento flettente lungo il fusto del palo, D 400 mm, palo incernierato

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 51 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

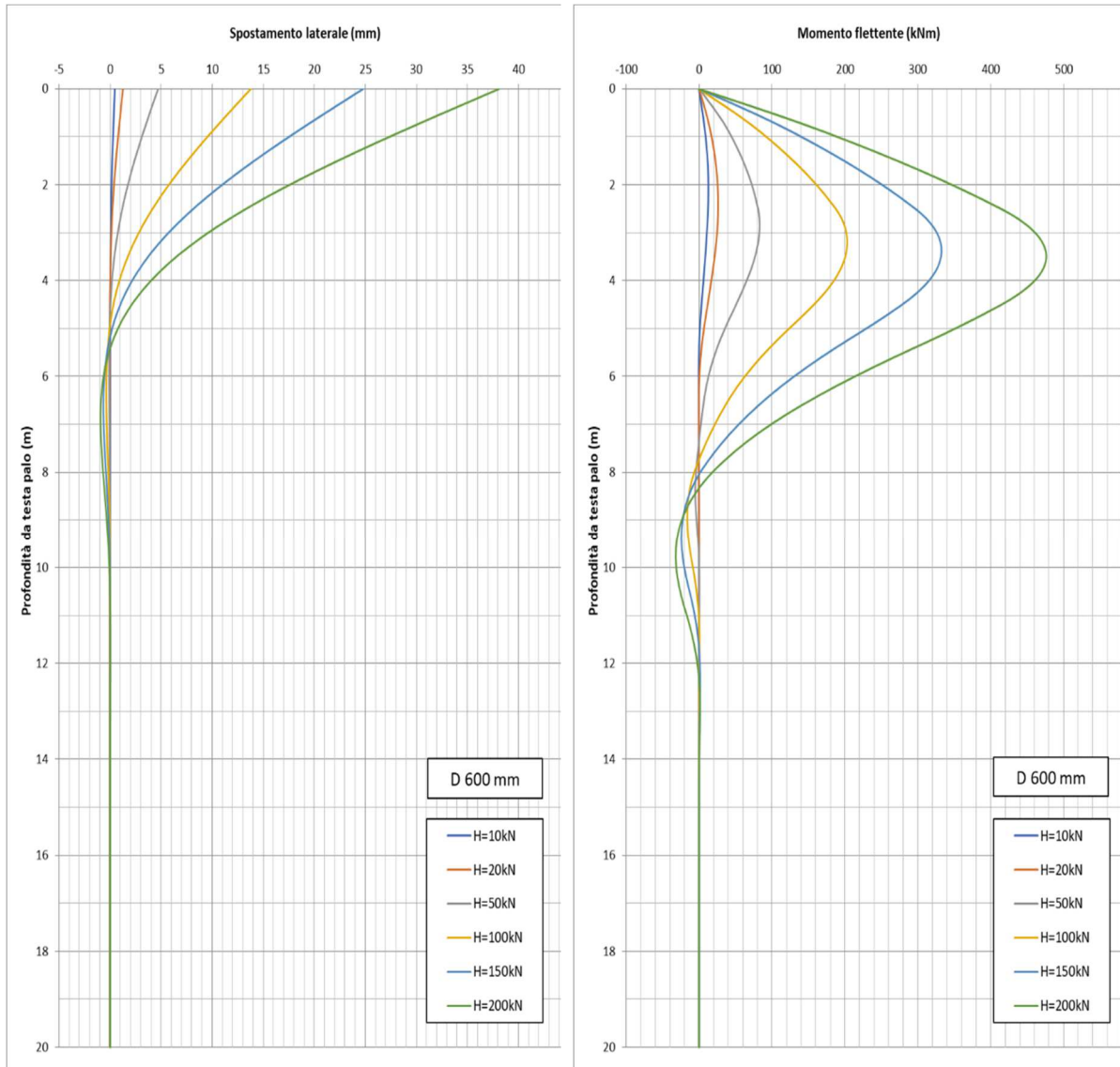



Figura 11.13 – Spostamento laterale e momento flettente lungo il fusto del palo, D 600 mm, palo incernierato

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 52 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

12.0 CRITERI PER LA PROGETTAZIONE DI MACCHINE VIBRANTI

Le fondazioni di compressori, pompe e altre macchine vibranti devono essere progettate in modo da mantenere la risposta dinamica del sistema macchina - fondazione - suolo all'interno di limiti accettabili.


A seconda del tipo di macchina e dei requisiti contrattuali, la progettazione può essere effettuata con metodi semplificati, generalmente accettabili, o mediante analisi dinamiche complete, se richiesto.

Per le analisi dinamiche si deve far riferimento al modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 riportato al Cap. 9.0.

Devono essere effettuate analisi di sensibilità per tener conto di una possibile variabilità delle condizioni del terreno sul sito e delle incertezze presenti nella stima dei parametri e nella tipologia di analisi dinamica condotta. Le analisi di sensibilità devono essere effettuate considerando le possibili variazioni di G_0 comprese tra -30% e +30% rispetto ai valori stimati sulla base delle indagini disponibili.

La pressione ammissibile non dovrà superare il 50% della pressione ammissibile consentita per carichi statici.

La progettazione delle fondazioni di macchine vibranti è oggetto di relazione separata.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 53 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

13.0 SPINTE DELLE TERRE PER LA PROGETTAZIONE DI OPERE DI SOSTEGNO

Le opere di sostegno devono essere progettate in conformità alla prassi e ai metodi di calcolo consolidati. Si devono prevedere opere di drenaggio a tergo delle strutture per prevenire un accumulo temporaneo di pressioni idrostatiche a seguito di forti piogge.

Le analisi di stabilità globale delle strutture a gravità e a sbalzo devono essere effettuate ipotizzando condizioni di spinta attiva sul lato di monte.

Per i muri a sbalzo, si devono eseguire analisi dettagliate di interazione terreno-struttura, modellando le fasi di costruzione e la diversa rigidezza del terreno in condizioni di carico e scarico.

In tutti i casi, devono considerarsi le alterazioni nelle spinte del terreno per effetto delle condizioni sismiche, in conformità alla prassi stabilita.

Il coefficiente di spinta a riposo può essere valutato secondo la seguente relazione:

$$k_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{0.5}$$

dove ϕ' è l'angolo di attrito interno e OCR è il rapporto di sovra consolidazione.

La spinta sull'opera sia in condizioni statiche che sismiche può essere determinata come segue (Mononobe, 1929 and Okabe, 1926):

Per la spinta attiva:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$$

Per lo stato passivo (senza resistenza a taglio tra il terreno e l'opera):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi' - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \frac{\sin \phi' \sin(\phi' + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)} \right]^2}$$

dove:

Ψ inclinazione del muro rispetto alla verticale;

ϕ' angolo di attrito interno;

β inclinazione del pendio rispetto all'orizzontale;

θ angolo definito come:

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

nel caso di quota di falda al di sotto della base dell'opera di sostegno

$$\tan \theta = \gamma / (\gamma - \gamma_w) \cdot k_h / (1 \pm k_v)$$

nel caso di quota di falda al di sopra della base dell'opera di sostegno

δ angolo d'attrito terreno-opera pari a:

$$\delta = 2/3 \phi'$$

nel caso di struttura prefabbricata

$$\delta = \phi'$$

nel caso di struttura gettata in opera

k_h coefficiente sismico orizzontale (come definito nella Relazione Sismica [14])

k_v coefficiente sismico verticale (come definito nella Relazione Sismica [14])

a_{max} accelerazione di picco su suolo di tipo C (come definito nella Relazione Sismica [14])

γ peso specifico del terreno

γ_w peso specifico dell'acqua pari a 10 kN/m³

In Tabella 13.1 sono riportati i coefficienti di spinta a riposo K_0 , attiva K_a e passiva K_p dei terreni nei primi 9 m di profondità in condizioni statiche, assumendo terreno orizzontale ($\beta=0$), paramento verticale ($\Psi=0$), struttura prefabbricata ($\delta = 2/3 \phi'$) e terreni sotto falda.

Per la valutazione dei coefficienti di spinta degli strati coesivi si è considerato grado di sovraconsolidazione medio di 1,5. Per la definizione delle pressioni orizzontali del terreno in corrispondenza di tali strati si raccomanda di considerare l'effetto della coesione.



Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 54 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Tabella 13.1 – Coefficienti di spinta dei terreni in condizioni statiche

Strato	Profondità (m da)	Profondità (m a)	K₀ (-)	K_a - statica (-)	K_p - statica (-)
R-S1	0,4	2	0,441	0,235	8,261
AL1	2	3,5	0,669	0,318	4,522
S2	3,5	5,5	0,441	0,235	8,261
AL2	5,5	7,5	0,669	0,318	4,522
S3	7,5	9	0,455	0,245	7,496

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 55 of 55
	RN0838DARV16882	K439-00-000-RT-1402-01 K439-AG-CS-00000RT140201	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

14.0 RACCOMANDAZIONI PER SCAVI TEMPORANEI

In accordo a quanto indicato al punto 8.2, i dati disponibili indicano una presenza della falda che si attesta attorno ai 2 m dal p.c. esistente, con possibili variazioni che fanno salire il livello fino a 1,5 m da p.c..

Gli scavi temporanei, di altezza massima 2 m, dovranno avere pendenza non superiore a 2V:3H (V: verticale, H: orizzontale). La stabilità delle scarpate andrà verificata durante l'esecuzione degli scavi e andrà monitorata con ispezioni visive durante tutte le fasi delle lavorazioni.

Gli scavi e relative scarpate andranno protette dall'acqua con uno sistema di drenaggio e/o protezioni impermeabili se necessario, in modo da permettere il lavoro in condizioni asciutte. La stabilità delle scarpate andrà verificata durante e in seguito a piogge intense.

In caso di scavi profondi, ad esempio per la realizzazione di vasche, dovranno essere effettuate analisi specifiche, caso per caso, tenendo conto delle spinte laterali indotte dal terreno circostante (si veda Par. 13.0), del livello delle acque di falda e del relativo sistema di drenaggio, se necessario, e dei possibili carichi.



Poiché la falda è incontrata a profondità modeste (1,5–3 m da p.c.), sarà potenzialmente necessario adottare sistemi di dewatering con wellpoint per eseguire gli scavi sotto la quota di falda in sicurezza. Il sistema di dewatering dovrà essere tale da mantenere il livello della falda almeno 0,5 m sotto il punto più profondo dello scavo.

Soluzioni di supporto temporaneo potrebbero essere necessarie anche nel caso di scavi in prossimità di strade ed equipment in esercizio.

Eventuali analisi specifiche di scavi profondi sono oggetto di relazione separata.


ENI Raffineria di Venezia

Relazione Geologica Geological Report

Validity Status	Rev. number	Date	Description	Prepared by	Checked by	Approved by	Company Checked	Company Approved
EX-DE	01	11/10/2022	Issue for Execution	R.Colombero	S.Mordanini	A.Cossutta		
EX-DE	00	27/09/2022	Issue for Review/Comments	R.Colombero	S.Mordanini	B.Giacomini		
Revision Index								
Company logo and business name 				Project name Impianto Steam Reformer Raffineria di Venezia		Company Document ID RN0838DARV16881 Job N. 000548		
Contractor logo and business name 						Contractor Document ID K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101 Contract n. 3500055273		
Facility / Sub Facility Name RN08 / 38				Location Onshore		Scale Dwg scale	Sheet of Sheets 1 of 38	
Document Title Relazione Geologica Geological Report						Supersedes N. if applicable Superseded by N. if applicable Plant Area NA Plant Unit NA		

Software: Microsoft Word

File Name: RN0838DARV16881_EXDE01_38

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 2 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Project / Initiative name		Impianto Steam Reformer / Raffineria di Venezia
Document Title		Relazione Geologica / Geotechnical Report
ABSTRACT		


Document Verification

Prepared	Prepared by R.Colombo	Unit	Signature	Date 11/10/2022
	Main contributions	Unit	Signature	Date
	Checked by S.Mordanini	Unit	Signature	Date 11/10/2022
	Approved by A.Cossutta	Unit	Signature	Date 11/10/2022

Company Inter-Discipline Review	Verified by Project Discipline Lead/Coordinator name	Unit	Signature	Date
	Verified by	Unit	Signature	Date
	Verified by	Unit	Signature	Date

Company Checked	Checked by	Unit	Signature	Date
	Checked by	Unit	Signature	Date
	Checked by	Unit	Signature	Date


Company Approved	Approved by	Unit	Signature	Date
------------------	-------------	------	-----------	------

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 3 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

REVISION LIST


00	Issue for Review / Comments
01	Issue for Execution

HOLD RECORD

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 4 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

INDICE


1.0	PREMESSA	5
2.0	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normative.....	6
2.2	Documenti di progetto.....	6
2.3	Riferimenti bibliografici.....	6
3.0	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	7
4.0	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	9
4.1	Assetto Stratigrafico.....	10
5.0	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO	14
6.0	INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO.....	16
6.1	Elementi Idrografici.....	16
6.2	Inquadramento Idrogeologico della Pianura Veneta.....	17
6.3	Inquadramento Idrogeologico dell'area di studio	19
7.0	CARTOGRAFIA DEL RISCHIO E VINCOLI TERRITORIALI	21
7.1	Rischio Geomorfologico.....	21
7.2	Rischio Idraulico	21
7.3	Subsidenza	22
7.4	Intrusione Salina	24
7.5	Vincolo Idrogeologico	25
8.0	INDAGINI	26
8.1	Campagna indagini 2022	27
9.0	MODELLO GEOLOGICO	31
10.0	CONCLUSIONI	32
11.0	ALLEGATI.....	34

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID RN0838DARV16881	Contractor Document ID K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Revision Index		Sheet of Sheets 5 of 38
			Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

1.0 PREMESSA

Lo Studio Geotecnico Italiano ha ricevuto dalla Società KT Kinetics Technology di Roma l'incarico per la consulenza geologica finalizzata alla definizione del modello geologico del nuovo Impianto idrogeno da costruire nell'Area Produzione Lubrificanti (ex-STAP) della Raffineria ENI di Venezia ubicata nella zona industriale di Porto Marghera (VE).

Nella presente relazione geologica sono quindi esposti e discussi i risultati delle indagini geognostiche che hanno permesso di ricavare il modello geologico di riferimento per la progettazione, in congruenza con il modello geotecnico oggetto della Relazione Geotecnica, oltre a valutazioni sulla idrogeologia e sui vincoli territoriali insistenti sull'area di studio.

	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 6 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

2.0 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 **NORMATIVE**

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30
- [2] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto non in contrasto con esse, sono state prese a riferimento le indicazioni contenute nelle seguenti norme e raccomandazioni:

- [3] Eurocodice 7 UNI EN 1997-1 “Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali”
- [4] Eurocodice 7 UNI EN 1997-2 “Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo”
- [5] Eurocodice 8 UNI EN 1998-5 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- [6] O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003 e s.m.i., “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e successive modifiche ed integrazioni.
- [7] O.P.C.M. n. 3519 del 28/04/2006, “Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”.
- [8] Raccomandazioni AGI (1977) “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”
- [9] Raccomandazioni AGI (1994) “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio”


2.2 **DOCUMENTI DI PROGETTO**

Per la redazione della presente si è fatto riferimento agli elaborati qui di seguito elencati:

- [10] “Indagini geotecniche e geofisiche/Geotechnical and geophysical soil investigation”, ottobre 2022 (Doc.Rif. RN0838DARV16911-EX-DE)

2.3 **RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

- [11] Bassan, V., Carbognin, L., D’Ambrosi, F., Gobbo, L., Rizzetto, C., Schiavon, E., ... & Zangheri, P. (1997). Problematiche geoambientali del territorio veneziano. *Geologia delle Grandi Aree Urbane*. Bondesan A. & Meneghel M. (2004) – Geomorfologia della provincia di Venezia. Esedra Editrice s.r.l., Padova
- [12] Bondesan A. & Meneghel M. (2004) – Geomorfologia della provincia di Venezia. Esedra Editrice s.r.l., Padova
- [13] Bondesan A., Primon S., Bassan V. & Vitturi A. (2008) (a cura di) – Le unità geologiche della provincia di Venezia. Cierre Grafica, Caselle di Sommacampagna (VR)
- [14] Colombo P. (1967) “Il sottosuolo ed i problemi geotecnici di Venezia, Mestre e Marghera”. VIII Convegno di Geotecnica, Cagliari, 6-7 febbraio 1967. Rivista Italiana di Geotecnica, n.1/67, pp. 35–54
- [15] Dal Prà, A., Bellati, R., Costacurta, R., & Sbettega, G. (1976). Distribuzione delle ghiaie nel sottosuolo della pianura veneta. Quad. Ist. Ric. sulle Acque, 28 (12), 337-343

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 7 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

3.0 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'impianto in progetto è ubicato nell'area dell'attuale Area Produzione Lubrificanti (ex-STAP) della Raffineria ENI di Venezia ubicata nella porzione più antica del Porto Petroli di Porto Marghera, la cui costruzione originale risale ai primi anni del secolo scorso. L'area di interesse è attualmente occupata da un impianto risalente agli anni Cinquanta del secolo scorso, ora dismesso che dovrà essere demolito (Figura 3.1 e Figura 3.2).

Non sono disponibili informazioni sulle fondazioni degli impianti esistenti da demolire. Da notizie di letteratura di settore [14], nelle aree industriali di Mestre e Marghera nei primi anni '50 era comune l'uso di pali prefabbricati in cemento armato con sezione quadrata 30 x 30 cm di lunghezza variabile da 8 a 15 m e con portate variabili da 20 a 35 t. In tutti i casi, essendo il terreno di Marghera di relativamente alta compressibilità fino a profondità notevoli, anche fondazioni su pali come quelle descritte sopra hanno subito cedimenti dell'ordine di 5 – 10 cm.

La quota del piano campagna varia intorno a 2 m s.l.m.. La falda è riscontrata tra 1,5 e 2 m dal piano campagna ed è fortemente influenzata dalla presenza del mare, non distante dal sito in esame.



Figura 3.1 – Ubicazione area in esame (da Google Earth)



Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 8 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	



Figura 3.2 – Area in esame evidenziata in giallo (da Google Earth)

	Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 9 of 38
		RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

4.0 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

La Pianura Veneta può essere considerata come il risultato del progressivo riempimento di un bacino subsidente da parte di sedimenti di origine prevalentemente continentale e marina (a partire dal Pleistocene medio-superiore Olocene).

I depositi continentali sono di tipo glaciale, fluvioglaciale, fluviale, deltizio, lacustre, palustre. Sono composti dal punto di vista granulometrico da ghiaie, sabbie, limi, argille e la loro distribuzione geografica si estende dalle pendici delle Prealpi sino alla linea di costa.

I sedimenti marini, qualora presenti, risultano invece di natura sabbiosa, limosa, argillosa e si ubicano dalla linea di costa verso l'entroterra [13].

Gli agenti che hanno determinato la deposizione dei materiali continentali sono stati essenzialmente i fiumi Bacchiglione, Brenta, Piave, Livenza, Tagliamento (con i relativi affluenti). Questi, allo sbocco dalle valli prealpine in pianura, depositavano i sedimenti in ragione della diminuita competenza di trasporto. La mancanza di un alveo stabile e definito consentiva loro di divagare ampiamente e di depositare il materiale trasportato su aree molto vaste. Ciò ha determinato un insieme di conoidi ghiaiose tra loro sovrapposte e compenstrate [13].

I sedimenti marini, generalmente intercalati a quelli continentali, sono invece da mettere in relazione alle regressioni e trasgressioni succedutesi nel tempo, riconducibili sia ad oscillazioni glacioeustatiche che a variazioni nel rapporto apporto detritico-subsidenza [13].

Da quanto sopra esposto è possibile definire uno schema geologico-strutturale della pianura veneto-friulana (Figura 4.1), ed individuare in esso l'area in studio, caratterizzata dalla presenza di una potente coltre di depositi alluvionali plio-quadernari. L'area non è direttamente interessata da faglie anche se ad est è possibile evidenziare la presenza di una faglia presunta di direzione NW-SE.

Lungo una fascia di direzione SW-NE, estendentesi dai Lessini sino al Meschio-Livenza e dalle pendici delle Prealpi verso la linea di costa per 5-20 chilometri, i materiali, nel sottosuolo della Pianura Veneta, sono costituiti quasi totalmente e sino a notevoli profondità, (qualche centinaio di metri) da ghiaie [15].


A valle di questa fascia si verifica, in direzione SE, un assottigliamento delle alluvioni grossolane relativamente rapido e parallelamente un aumento dei materiali fini. Le eventuali irregolarità presenti nelle carte ad isopache percentuali mettono in evidenza quanto le conoidi ghiaiose dei differenti corsi d'acqua si siano spinte verso valle per distanze differenti in relazione alle diverse caratteristiche idrauliche di ciascun fiume. Analogamente le conoidi alluvionali di uno stesso fiume, in funzione del regime che caratterizzava il corso d'acqua in quel momento, raggiungono distanze diverse, generalmente più elevate per quelle più profonde. Così dal materasso ghiaioso indifferenziato della fascia pedemontana si dipartono verso valle, all'interno di materiali limoso argillosi, le parti terminali delle conoidi creando un'alternanza di sedimenti fini e grossolani. La larghezza di tale fascia è di 5-10 chilometri ed indicativamente può esser fatta iniziare in prossimità del limite settentrionale delle risorgive.

Proseguendo sempre più verso valle, il sottosuolo è costituito essenzialmente da orizzonti argillosi alternati in modo irregolare a livelli e lenti di sabbia generalmente fine. I letti ghiaiosi delle grandi conoidi alluvionali sono ormai rari, di spessore limitato e quasi sempre ad elevata profondità. Questa fascia si estende sino alla linea di costa ed ha una larghezza di 10-20 chilometri [13].

La Pianura Veneta, pertanto, in base alla struttura del sottosuolo può essere suddivisa in:

- alta pianura: settore corrispondente alla fascia del materasso alluvionale interamente ghiaioso;
- media pianura: area dove è presente l'alternanza di livelli ghiaiosi e limoso-argillosi;
- bassa pianura: equivale all'area caratterizzata da alternanza irregolare di orizzonti limoso-argillosi e sabbiosi con rari livelli ghiaiosi di spessore limitato e profondi.

L'area di studio è localizzata nella bassa pianura e le litologie più rappresentative sono costituite da sabbie, limi, argille (raramente torbe) e tutti i termini intermedi, mentre le ghiaie sono quasi completamente assenti. La distribuzione di queste litologie presenta delle caratteristiche estremamente variabili e complesse. I materiali che caratterizzano il sottosuolo della tratta derivano sia dalle alluvioni trasportate ad opera dei fiumi, soprattutto il Dese, sia dalle frazioni fini depositatesi in ambiente marino (in seguito alle trasgressioni e regressioni marine) e sia dalla formazione di ambienti lagunari e palustri (soprattutto in prossimità della costa). Lo spessore dei materiali sciolti (e dunque la profondità del substrato roccioso) è di parecchie centinaia di metri.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 10 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

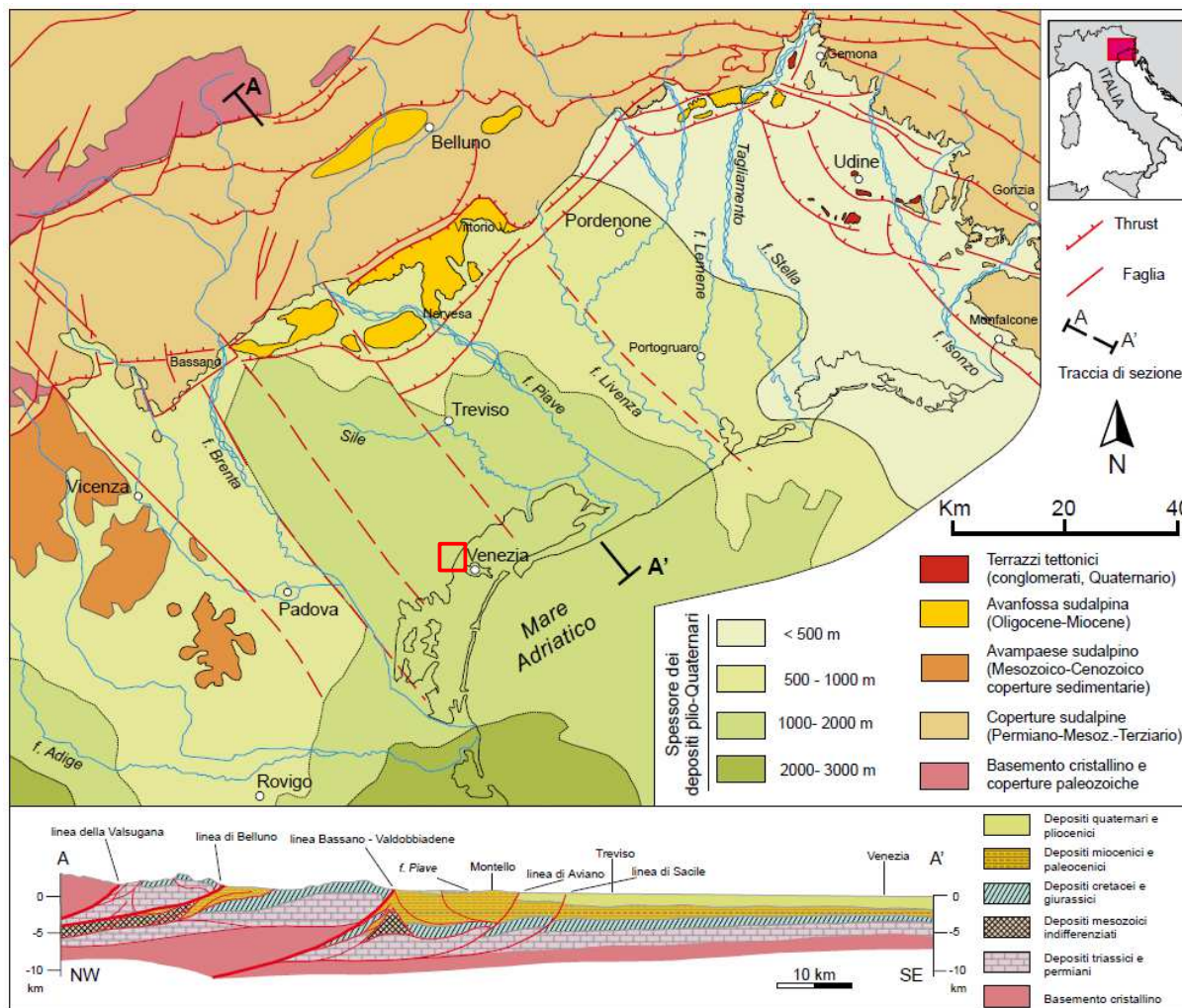


Figura 4.1 - Schema geologico strutturale della pianura veneto-friulana, con profilo geologico del settore centrale ed evidenziata nel riquadro rosso l'area di studio (da Bondesan et al., 2008 [13])

4.1 ASSETTO STRATIGRAFICO


Dal punto di vista stratigrafico l'area veneziana si inserisce in un più ampio contesto deposizionale ben descritto a livello generale nell'Atlante Geologico della provincia di Venezia (2011).

In particolare, l'aspetto della pianura veneto-friulana è fortemente legato all'evoluzione tardo pleistocenica e olocenica dei fiumi alpini: Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta e Adige. Essi hanno infatti ripetutamente cambiato percorso a valle del loro sbocco montano interessando aree molto ampie, fino a coprire migliaia di km².

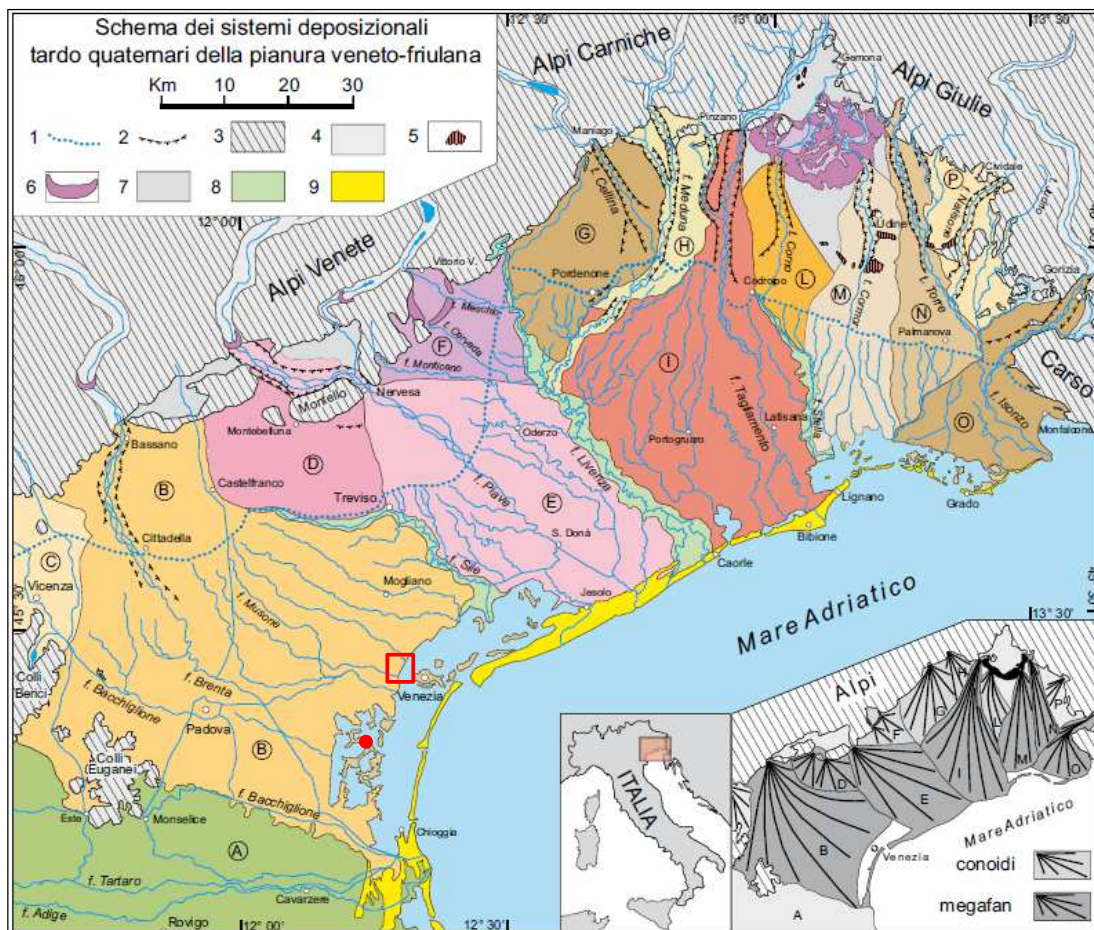
Si sono così formati sistemi sedimentari, allungati fino al mare, che in pianta presentano una morfologia a ventaglio, mentre tridimensionalmente possiedono una forma simile a un cono appiattito; tali sistemi, un tempo genericamente descritti come conoidi, ora sono definiti come megafan alluvionali.

Nell'area veneta e friulana, i diversi tratti di pianura costruiti dai maggiori fiumi sono ben distinguibili anche nella bassa pianura, dove i sedimenti sono essenzialmente fini e il gradiente topografico è compreso tra il 3-0,5‰.

La separazione tra i vari bacini deposizionali si fonda su dati geomorfologici, stratigrafici, pedologici e mineralogici. Nell'insieme, questi corpi sedimentari presentano quindi una evidente continuità spaziale dallo sbocco vallivo fino alle zone costiere e mostrano forme complessivamente "a ventaglio" [13].


Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 11 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

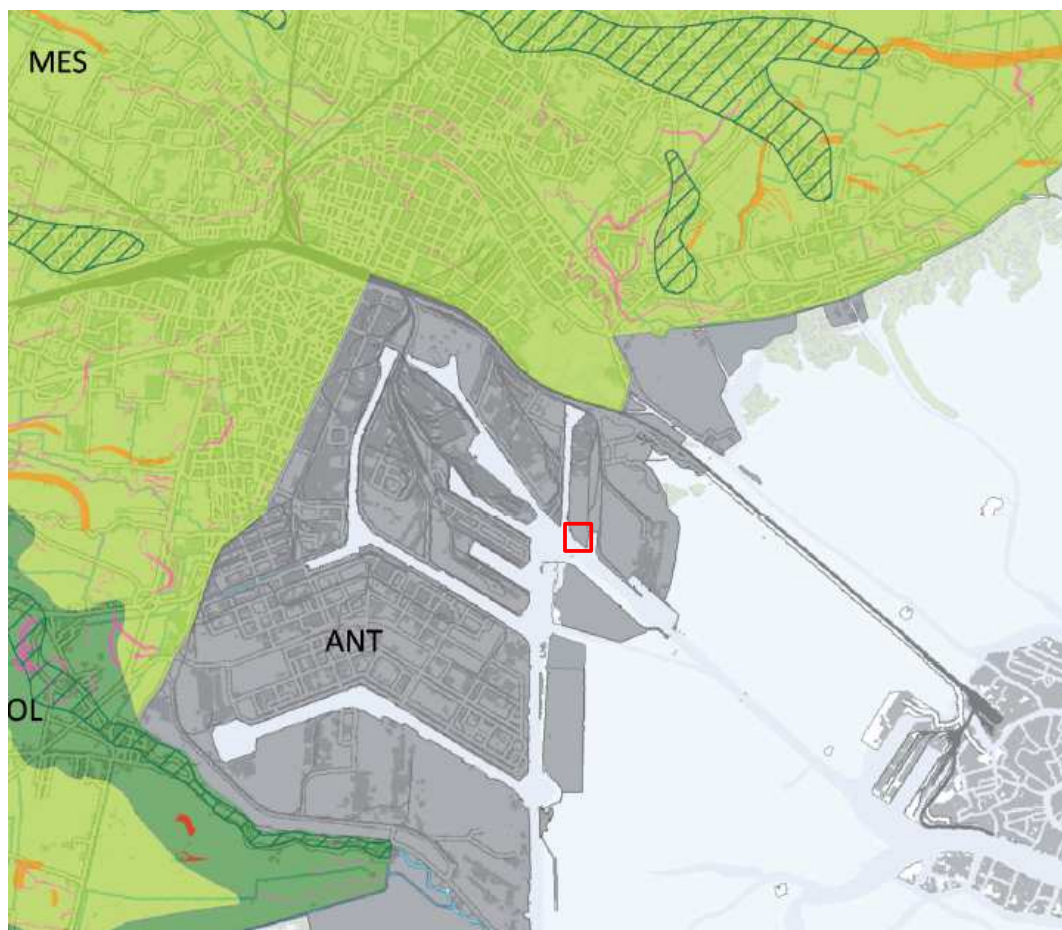
Tuttavia, la loro notevole estensione areale, i limitati gradienti topografici presenti nella bassa pianura, la caratteristica selezione granulometrica dei sedimenti che da monte a valle passano da ghiaie a sabbie, limi e argille, li rendono piuttosto diversi dai classici conoidi alluvionali descritti in letteratura, caratterizzati invece solo da sedimenti grossolani. Quindi, il termine “conoide”, in senso stretto, descrive bene le porzioni prossimali di questi sistemi alluvionali, cioè l’alta pianura, ma è ambiguo nel definire l’intera struttura deposizionale. Pare invece più adeguato il raffronto con i cosiddetti megafan alluvionali descritti originariamente nell’area pede-himalayana. Infatti, il settore pianiziale dell’Italia nord-orientale presenta varie similitudini con il sistema pede-Himalayano dove è stato introdotto per la prima volta il termine megafan. In questa ottica è stata realizzata una suddivisione dei megafan presenti nell’area. Il territorio ove si sviluppa il tracciato di progetto fa parte del cosiddetto megafan del Brenta [13] (Figura 4.2).



Simboli: 1) limite superiore delle risorgive; 2) orlo di terrazzo fluviale; 3) aree montuose e collinari; 4) principali valli alpine; 5) terrazzi tettonici; 6) cordoni morenici; 7) depositi di interconoide e delle zone intermontane; 8) depositi dei principali fiumi di risorgiva; 9) sistemi costieri e deltizi. Lettere: (a) pianura dell’Adige, (b) megafan del Brenta, (c) conoide dell’Astico, (d) megafan di Montebelluna, (e) megafan di Nervesa, (f) conoide del Monticano-Cervada-Meschio, (g) conoide del Cellina, (h) conoide del Meduna, (i) megafan del Tagliamento, (l) conoide del Corno, (m) megafan del Cormor, (n) megafan del Torre, (o) megafan dell’Isonzo, (p) conoide del Natisone; in rosso si evidenzia l’area di progetto.

Figura 4.2 - Stralcio della Schema dei sistemi deposizionali tardo quaternari della pianura veneto-friulana con evidenziata nel riquadro rosso l’area di studio (fonte Atlante Geologico della provincia di Venezia, 2011; modificato da Fontana et al., 2008). Nel riquadro in basso a destra uno schizzo semplificato dei conoidi e megafan

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 12 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	



UNITÀ di DOLO

OLOCENE sup. (Medioevo - Attuale)

DOL Depositi alluvionali costituiti in prevalenza da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi rappresentativi di facies di canale attivo, argine e ventaglio di rotta fluviale. Sono presenti, in subordine, limi argillosi e argille limose di piana di esondazione e di canale abbandonato. Lo spessore massimo dell'unità è di circa 5 m.

UNITÀ di MESTRE

PLEISTOCENE sup. (Last Glacial Maximum)

MES Depositi alluvionali costituiti da limi, sabbie e argille. In superficie, le sabbie medio-fini con variabili percentuali di limo, rappresentative di facies di canale attivo, sono concentrate in corrispondenza dei dossi, dove costituiscono corpi lentiformiscarsamente interconnessi che giungono a spessori massimi di 2 - 4 m; in profondità, i corpi di canale possono essere amalgamati tra loro e produrre sequenze sabbiose spesse fino a 10 - 20 m. Gli abbondanti depositi limosi e argillosi di esondazione contengono comuni lenti di torba e orizzonti variamente organici di ambiente palustre, spessi al massimo pochi decimetri ma lateralmente continui.

SISTEMA ANTROPICO


UNITÀ di MARGHERA

OLOCENE sup. (Età moderna - Attuale)

ANT Depositi di origine antropica costituiti da materiale di riporto eterogeneo, in prevalenza sabbioso-limoso, con abbondanti resti provenienti dal disfacciamento di materiali di costruzione e archeologico (laterizi, malte, ceramiche) o materiale di origine naturale (ghiaie alluvionali, depositi lagunari o di spiaggia). Sono compresi anche i terrapieni e le casse di colmata. Lo spessore massimo dei depositi è di 4-5 m.


 • Dosso fluviale

Figura 4.3 - Stralcio della Carta Geologica della Provincia di Venezia, scala 1:100.000 con evidenziata nel riquadro rosso l'area di studio, dalla Tavola 10 Carta Geologica estratta dall'Atlante Geologico della Provincia di Venezia del 2011

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 13 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Il sito in oggetto (Figura 4.3) poggia su terreni di riporto a granulometria prevalentemente fine poco permeabile che prendono il nome di Unità di Marghera. Il sito è infatti parte delle aree imbonite con un ampio strato di materiali eterogenei di natura frequentemente antropica [12].

L'Unità di Marghera (Olocene superiore - Età moderna-attuale) appartiene al sistema antropico ed è caratterizzata da depositi di origine antropica costituiti da materiali di riporto eterogeneo, in prevalenza di origine naturale (ghiaie e sabbie alluvionali, sedimenti e depositi lagunari o di spiaggia), con abbondanti resti provenienti dal disfacimento di materiali di costruzione (laterizi, malte, ceramiche) e residui di lavorazioni industriali (discariche non controllate). Nell'area in esame l'unità di Marghera poggia sull'unità di Mestre (Pleistocene superiore). Tale unità comprende depositi alluvionali costituiti prevalentemente da sabbie, limi e argille, queste ultimi contenenti percentuali variabili, ma solitamente piuttosto elevate, di limo [12].

	Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 14 of 38
		RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

5.0 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

L'assetto geomorfologico attuale della Pianura Veneta è la risultante dell'azione morfogenica della divagazione dei principali fiumi (Bacchiglione, Brenta, Piave, Sile, Tagliamento) e dei loro affluenti, nonché di un plurisecolare modellamento antropico.

Questi corsi d'acqua hanno contribuito, con i loro depositi alluvionali, unitamente all'azione del mare in prossimità della costa, a modellare il territorio dopo l'ultima massima trasgressione marina verificatasi tra i 6.000 ed i 5.000 anni fa [12].

L'area padana tra la fine dell'era terziaria e l'inizio di quella quaternaria si presentava come una vasta depressione invasa dal mare, limitata dai rilievi alpini ed appenninici.


In tale ambiente a forte subsidenza si sono depositati progressivamente i materiali detritici provenienti dai limitrofi versanti montuosi. La quantità e le dimensioni del materiale sedimentato erano variabili in relazione all'energia di trasporto a sua volta in relazione con le fluttuazioni climatiche (caratterizzate dall'alternarsi di fasi glaciali, con periodi più caldi). Il massimo apporto di sedimenti avveniva nella fase interglaciale, quando, a seguito dell'innalzamento del livello delle nevi perenni, i corsi d'acqua acquisivano portata ed energia, con conseguente aumento dell'azione erosiva e di trasporto. La sedimentazione della portata solida contribuiva inizialmente a livellare il substrato roccioso di questa depressione, caratterizzato da aree di maggior subsidenza (bassa pianura padana, ravennate, ferrarese, laguna veneta), e da alti strutturali corrispondenti a dorsali (basso Tagliamento). I sedimenti raggiungevano spessori sensibilmente superiori nei bassi strutturali rispetto a quelli registrati in corrispondenza delle dorsali. Per quanto riguarda la topografia superficiale, l'area padana è sempre stata irregolare, seppure con deboli variazioni altimetriche (evidenziate dalle carte del microrilievo). Tali irregolarità sono da attribuirsi, indipendentemente dai più recenti fattori antropici, in parte anche alle deformazioni subite dal substrato roccioso che si riflettono in superficie con morfologie notevolmente attenuate. Questa variabilità morfologica è da mettere in parte anche in relazione con la diversa distribuzione e natura dei sedimenti, e ad un loro costipamento differenziato. Venivano così a crearsi delle configurazioni morfologiche caratterizzate da lievi depressioni, interessate dal flusso delle acque fluvio-alluvionali, e da aree più rilevate topograficamente [12].

Precedentemente al periodo medioevale prima cioè che l'uomo (tramite sistematici e continui interventi sugli argini) costringesse i fiumi entro percorsi obbligati, in corrispondenza di prolungati cicli di piovosità, si verificavano delle rotte che provocavano dissesti e variazioni dei corsi stessi. Questi antichi percorsi fluviali, denominati paleovalvei, sono tra le forme geomorfologiche più caratteristiche presenti nella pianura veneta. Essi, oltre ad essere importanti ai fini della ricostruzione storico-ambientale e paleogeografica del territorio, rivestono notevole importanza anche dal punto di vista idrogeologico. I paleovalvei costituiscono, infatti, direttrici preferenziali di deflusso idrico sotterraneo, essendo costituiti da materiali a permeabilità medio elevata [12].

La testimonianza e l'attività nel tempo dei paleovalvei, è generalmente evidenziata in superficie, da particolari strutture morfologiche rappresentate da fasce allungate di terreni emergenti rispetto al piano campagna circostante, che degradano lateralmente verso quote inferiori. Queste unità geomorfologiche sono dovute alle caratteristiche fisiche dei sedimenti che le compongono, differenti da quelli presenti nelle zone limitrofe. Spesso queste ultime rappresentano veri e propri bacini interfluviali con difficoltà di naturale deflusso idrico.

Un fiume tende a depositare i sedimenti più grossolani (sabbie) entro l'alveo, formando depositi lentiformi debolmente costipabili. In occasione di esondazioni e rotte, le particelle sospese si vanno ad accumulare esternamente. Esse sono progressivamente più fini e leggere (limi ed argille), in relazione alla decrescente capacità di trasporto delle acque. Se la rotta origina un nuovo ramo fluviale, il primitivo alveo abbandonato, privo di un sufficiente apporto idrico, tende lentamente ad estinguersi con il riempimento ad opera dei depositi alluvionali prevalentemente limosi [12].

Il maggior grado di costipamento dei sedimenti fini, stratificati durante le varie esondazioni fluviali, rispetto a quelli più grossolani, depositati all'interno dell'alveo, causa, dopo un periodo variabile di tempo, la formazione delle citate culminazioni altimetriche, che si presentano allungate proprio in corrispondenza dello scomparso corso fluviale. Nella Figura 5.1 è riportato uno stralcio della Carta Geomorfologica tratta dall'Atlante Geologico della provincia di Venezia (2011), scala 1:100.000 (2011) in cui è evidenziata l'area di studio. Questa è interessata da terrapieni di origine antropica come riportato nel paragrafo 4.1.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 15 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

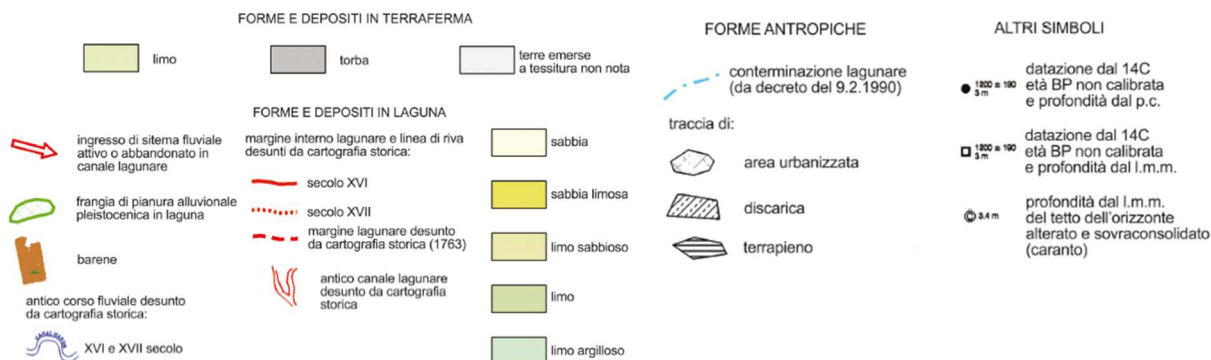
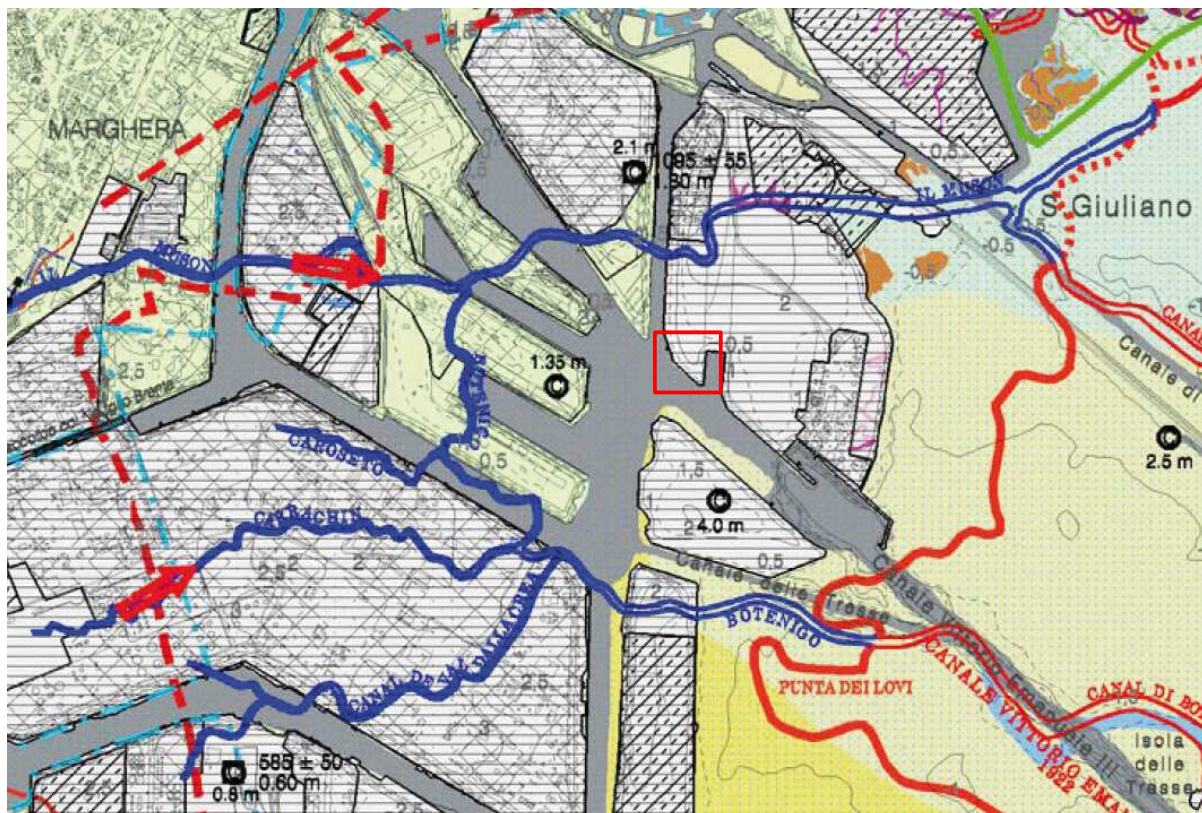



Figura 5.1 - Stralcio della Carta geomorfologica della Provincia di Venezia e legenda, scala 1:100.000 con evidenziata in rosso l'area di studio, dalla Tavola 9 Carta Geomorfologica estratta dall'Atlante Geologico della Provincia di Venezia del 2011

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 16 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

6.0 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO E IDROGEOLOGICO

6.1 ELEMENTI IDROGRAFICI

Il territorio della pianura veneta è attraversato da una fitta rete di corsi d'acqua naturali ed artificiali tutti scolanti nel corpo idrico di maggiore entità dell'area: la laguna di Venezia. I corsi d'acqua hanno avuto nel tempo varie funzioni, quali vie di comunicazione, fonti di vita per l'uomo (irrigazione, pesca, prelievo d'acqua per il consumo umano, ecc.).


Tali corsi d'acqua rappresentano però anche potenziale fonte di rischio in questo territorio sia in ordine a problemi di allagamento (rischio idraulico) sia in ordine al trasporto di sedimenti e di inquinanti in laguna. Sono quindi stati oggetto nei secoli di importanti interventi: arginature, diversioni, regimazioni, ecc.

I principali corsi d'acqua della Provincia che attraversano l'area sono prevalentemente compresi tra i fiumi Brenta, a sud, e Sile, a nord, e appartengono all'area tributaria della Laguna di Venezia. I corsi d'acqua principali di origine naturale sono i fiumi Brenta, Sile, Dese, Zero, Musonello-Marzenego, Musone Vecchio e Naviglio Brenta. Di fatto però anche il corso di questi fiumi è strettamente dipendente da fattori antropici: basti pensare alle deviazioni artificiali che hanno avuto il Brenta e il Musone e alla presenza di imponenti arginature che hanno impedito, dal momento della loro costruzione, ai fiumi di continuare a mutare il loro corso in modo sensibile. La rete idrografica minore è molto fitta ed estesa; essa è legata essenzialmente alla bonifica, che presuppone tutta una serie di canali (di vario ordine e dimensione) per lo scolo, naturale e artificiale delle acque e per l'irrigazione.

Alcuni di questi corsi d'acqua sono stati costruiti ex novo dall'uomo per risolvere problemi di natura idraulica: è il caso del Taglio di Mirano, che è stato costruito per risolvere il problema delle piene del Musone, mentre il Taglio Novissimo quelle del Brenta; così anche una serie di canali scolanti i campi a cavino, adiacenti alle strade orientate in senso W-E del graticolato romano.

In genere i canali artificiali hanno un andamento rettilineo e non sono direttamente correlabili con l'andamento topografico. I canali con andamento tortuoso che seguono di più le pendenze sono in genere impostati su letti naturali.

Per quanto riguarda l'area di studio, gli elementi idrografici che bordano l'area di studio sono: il *Canale Brentella*, che con direzione N-S scorre a ovest del sito oggetto di studio e che si origina in corrispondenza del Forte di Marghera dove il *Canal Salso* prende il nome di *Canale San Giuliano*, e a sud del sito il *Canale industriale Nord* che più a sud-est è rinominato *Canale Vittorio Emanuele* (Figura 6.1).

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 17 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

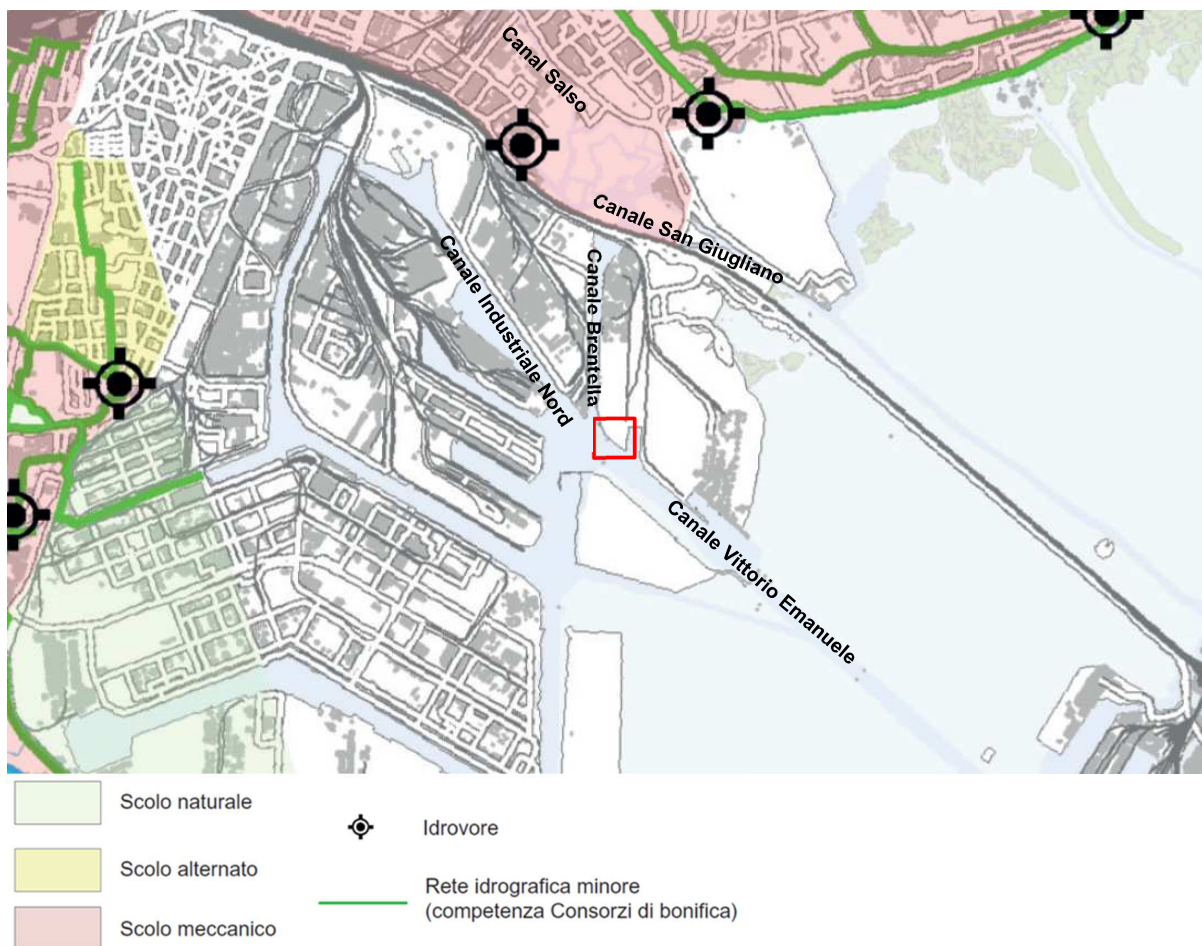


Figura 6.1 - Stralcio della Carta Idrografica della Provincia di Venezia e legenda, scala 1:100.000 con evidenziata in rosso l'area di studio, dalla Tavola 5 Carta Idrografica estratta dell'Atlante Geologico della Provincia di Venezia del 2011


6.2 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO DELLA PIANURA VENETA

Alla differenziazione progressiva della struttura geologica del materasso alluvionale da monte a valle fanno riscontro condizioni idrogeologiche diverse nel sottosuolo, dipendenti soprattutto dalla differente distribuzione dei materiali ghiaiosi, i quali determinano un sistema idrogeologico molto complesso nel dettaglio, ma schematizzabile.

Lungo la fascia settentrionale, a ridosso dei rilievi collinari, il materasso ghiaioso indifferenziato dell'alta pianura contiene un'unica potente falda, a carattere libero, che satura le alluvioni grossolane fino al basamento roccioso o comunque fino a notevoli profondità.

Più a valle, questo acquifero unitario si evolve progressivamente in un sistema multifalde ad acquiferi sovrapposti, caratterizzato dalla presenza di una falda freatica e di più falde in pressione, alloggiata entro i diversi livelli ghiaiosi separati da spessi letti argillosi. Per quanto detto risulta evidente che gli acquiferi di questo sistema multifalde non sono altro che le digitazioni dell'acquifero indifferenziato situato a ridosso dei rilievi, dal quale essi derivano tutti i loro caratteri idrologici principali.

La falda freatica del sistema multifalde, in relazione alla maggiore inclinazione della superficie topografica rispetto a quella dell'acquifero libero ed in relazione alla progressiva rastremazione del livello ghiaioso

	Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 18 of 38
		RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

superficiale che la contiene, viene a giorno nei punti più depressi del piano campagna lungo una fascia praticamente continua a sviluppo indicativo E-W di larghezza tra 2-8 Km. È questa la fascia dei fontanili, tipiche sorgenti di pianura che originano tutta una serie di corsi d'acqua, il più importante dei quali è il Sile, mentre tra quelli secondari possiamo ricordare lo Zero ed il Dese. È stato calcolato che la portata media della rete delle risorgive tra i monti Lessini ed il Tagliamento risulta di 92 m³/s circa, dei quali 49 m³/s tra Lessini e Piave e 43 m³/s circa tra Piave e Tagliamento. Il sistema multifalde coincide con la media pianura.


A valle della fascia mediana, la pianura è normalmente molto povera di risorse idriche sotterranee, mancando nel sottosuolo acquiferi ghiaiosi ad elevata permeabilità. Tuttavia, in certe zone della fascia meridionale (bassa pianura) si rilevano alcune falde in pressione entro acquiferi prevalentemente sabbiosi, con portate ai pozzi piuttosto basse.

Di seguito si descrivono gli acquiferi presenti nell'area. In particolare, la porzione superficiale è caratterizzata da una falda freatica presente nei primi 6-8 m di profondità, discontinua a carattere effimero (dipendente dalle piogge e dall'attività di drenaggio dei bacini di bonifica), con frequenti variazioni laterali di trasmissività dovute ai frequenti cambiamenti delle facies sedimentarie. La superficie si trova tra 0,5 e 3 m sotto il piano campagna e nelle aree sottostanti il livello medio del mare è regimato, appunto, dall'azione delle idrovore. Al di sotto della falda freatica, fino a circa 50 m, si trova un complesso di acquiferi semiconfinati, che si possono raggruppare in un unico corpo semi-artesiano con livello statico normalmente tra 1 e 3 m sotto il piano campagna. In profondità le falde entrano in pressione e la loro superficie freatica può trovarsi anche al di sopra del piano campagna.

Un acquifero ben delineato, ma con basso grado di permeabilità, che dovrebbe avere la zona di alimentazione poco a monte di Mestre, è presente da -55 m a -74 m. Questo acquifero non viene considerato tra quelli principali perché scarsamente sfruttato. Di seguito sono descritti gli acquiferi profondi sfruttabili:

- *Il primo acquifero*, ubicato da -81 m a -124 m, è arealmente molto continuo ed ha considerevole potenza e buona produttività; questa è la falda maggiormente sfruttata in passato;
- *Il secondo acquifero*, compreso nell'intervallo da -132 m a -153 m, include un complesso di falde minori che sono state raggruppate per la probabile appartenenza dei sedimenti ad un unico ciclo deposizionale e per l'analogia del loro comportamento piezometrico;
- *Il terzo acquifero*, ben definito da -163 m a -181 m, è utilizzato solo a Marghera, in quanto la presenza di una frazione argillosa crescente verso mare ne condiziona la permeabilità;
- *Il quarto acquifero* è situato da -203 m a -235 m; esso costituisce la falda meglio sviluppata e più produttiva del territorio veneziano;
- *Il quinto acquifero* presenta una litologia molto varia compresa tra -256 m e -302 m;
- *Il sesto acquifero*, ubicato da -318 m a -340 m, è sfruttato solo in terraferma, dove la granulometria dei sedimenti consente una buona produttività;

Gli acquiferi generalmente presentano variazioni laterali sia di tipo litologico che di giaciture e spessore. Nella Figura 6.2 è riportato uno schema del sistema acquifero veneziano sfruttato (Bassan et al., 1997 [11]).

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 19 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

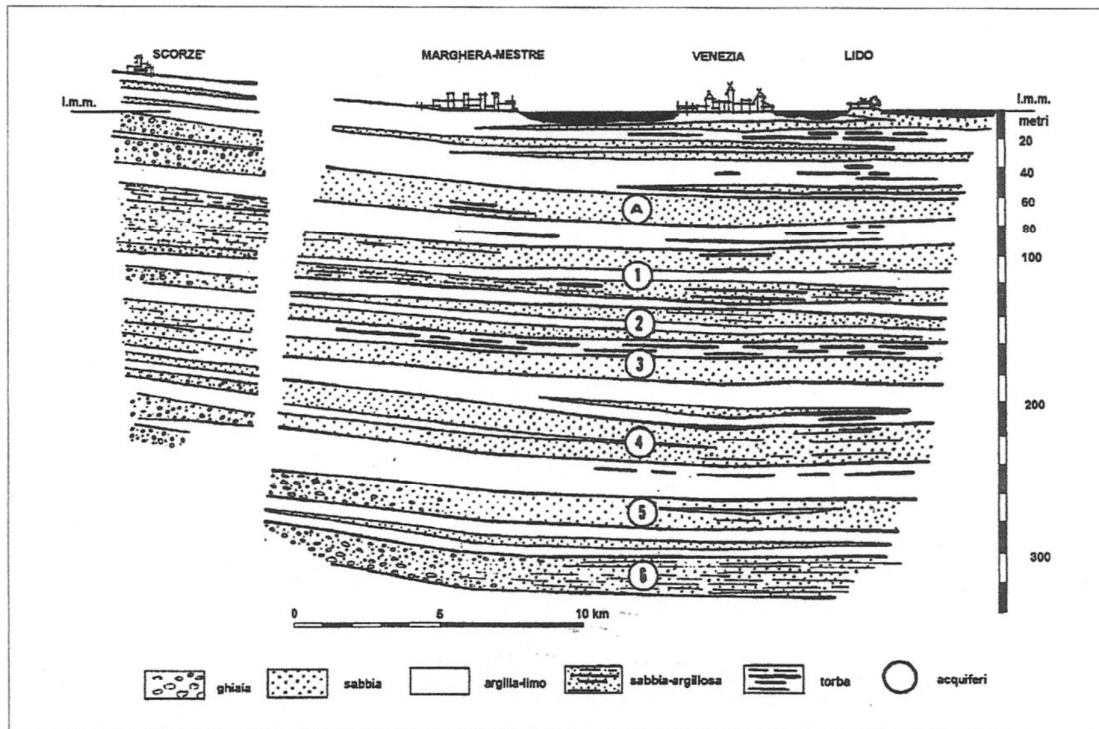



Figura 6.2 - Schematizzazione del sistema acquifero veneziano sfruttato (da Bassan et al., 1997 [11])

6.3 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO DELL'AREA DI STUDIO

Nello studio "Sistemi idrogeologici della Provincia di Venezia-Acquiferi superficiali (Fabbri et al., 2013)" individua nella Provincia di Venezia quattro sistemi idrogeologici (Figura 6.3):

- Sistema Idrogeologico Nord-orientale
- Sistema Idrogeologico Centrale
- Sistema Idrogeologico Meridionale
- Sistema Idrogeologico Costiero

L'area di studio fa parte del Sistema idrogeologico centrale, ubicato nel tratto di pianura compreso tra il fiume Brenta e il fiume Sile, dal limite provinciale settentrionale fino al margine lagunare in cui sono state riconosciute alcune principali strutture morfo-sedimentarie. La forma in sezione dei corpi si adegua ai modelli di deposizione in canali fluviali di tipo braided-wandering riconosciuti in letteratura, in cui una serie di eventi di sedimentazione sabbiosa, in parte erosivi su depositi precedenti, si succede in una fascia relativamente ristretta della pianura alluvionale. Tali sedimenti si ritrovano nella parte più dinamica di una sezione fluviale; determinati da eventi deposizionali che si sommano impilandosi fino a formare strutture morfo-sedimentarie in prevalenza sabbiose. La sommità di queste strutture si trova così a quote complessivamente più elevate di qualche metro rispetto alla pianura circostante. La disattivazione della struttura avviene in genere per rotta fluviale e la deposizione di sedimenti più grossolani prosegue in un'altra fascia della pianura alluvionale, più o meno adiacente alla precedente. Queste strutture sono state individuate convenzionalmente sulla base della presenza di una successione continua di sabbie e sabbie limose che forma singoli corpi sabbiosi di spessore maggiore di 5 m (Acquiferi sabbiosi del Brenta pleistocenico, Figura 6.3). La granulometria è variabile tra limo sabbioso e sabbia medio grossa, con una netta prevalenza delle sabbie fini e medio-fini, più o meno limose. I corpi sono interrotti lateralmente da tratti a prevalente deposizione fine e possono chiudersi piuttosto nettamente o mantenere una continuità laterale con spessori via via più modesti. Infine, la sedimentazione tardo olocenica del Brenta ha sepolto modesti settori della pianura pleistocenica con la formazione di dossi fluviali sabbioso-

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 20 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

limosi che si elevano di 2 - 5 m rispetto alla piana di esondazione. I corpi di canale ad essi associati (Acquiferi sabbiosi di paleo alveo, Figura 6.3) sono costituiti da sabbie fini limose e sono generalmente profondi fino a 5 m.

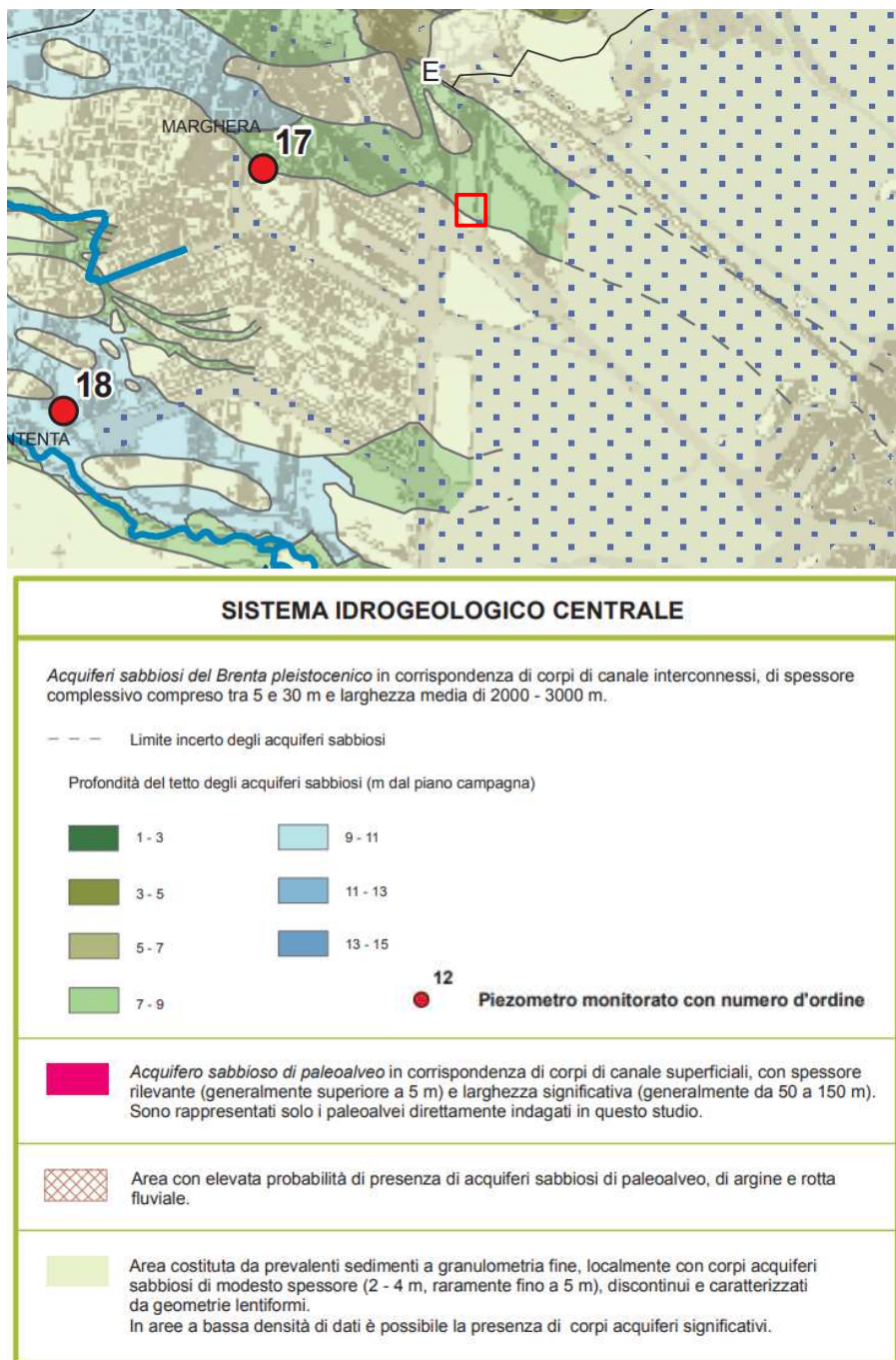



Figura 6.3 - Stralcio della Tavola 1: Sistemi idrogeologici della Provincia di Venezia-Acquiferi superficiali (Fabbri et al., 2013) con evidenziata l'area di studio e il Sistema idrogeologico centrale

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 21 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

7.0 CARTOGRAFIA DEL RISCHIO E VINCOLI TERRITORIALI

7.1 RISCHIO GEOMORFOLOGICO

L'analisi della cartografia disponibile nel Piano stralcio dell'Assetto Idrogeologico (PAI) del Bacino Idrografico Scolante nella Laguna di Venezia (Marzo 2015) elaborato dal Dipartimento Difesa del Suolo e Foreste - Sezione Difesa del Suolo della Regione Veneto non ha evidenziato, per l'area oggetto di studio, la presenza di rischio geomorfologico in senso lato bensì soltanto una componente di rischio idraulico, come illustrato nel Paragrafo 7.2 seguente.

7.2 RISCHIO IDRAULICO

Nel sito oggetto di studio, gli unici elementi che possono dare rischio idraulici sono i corsi d'acqua naturali ed artificiali scolanti nella laguna di Venezia, i quali rappresentano una potenziale fonte di rischio in relazione a fenomeni di piena, esondazione e, nei casi più gravi, anche cedimento degli argini; e la laguna stessa.

Il rischio idraulico nel territorio comunale di Venezia si verifica con precipitazioni che per intensità, durata e/o diffusione superano la capacità di smaltimento della rete di raccolta delle acque superficiali e/o delle acque bianche, interessando porzioni di territorio della Terraferma veneziana.

Generalmente gli alvei si presentano a spiccata pensilità rispetto alla piana con argini imponenti e spesso privi di golene significativamente grandi, per cui in quest'area il rischio di rottura arginale è piuttosto alto, anche per fenomeni di sifonamento (i "fontanazzi"), e per il rischio che onde di sassa sfavorevoli (spinte magari da venti di bora) impediscano il recapito a mare o nell'area lagunare. In quest'area non solo la rete idraulica principale è fonte di alto rischio idraulico, ma anche la fitta rete di scoli secondari, legati per lo più alle bonifiche a scolo meccanico o alternato sono fonte di alto rischio. Va inoltre ricordato che esistono vaste aree che sono altimetricamente depresse rispetto al livello del "medio mare" ed altre, ancora più vaste ove la presenza di materiali a tessitura fine o molto fine favoriscono il ristagno delle acque meteoriche, per cui anche senza dei fenomeni di esondazione vi possono essere vaste aree allagate a causa di eventi particolarmente intensi.

Dalla consultazione del Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA), ciclo 2021-2027, redatto dall'Autorità di Bacino Distrettuale delle Alpi Orientali in accordo con il quadro per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvioni istituito dalla Direttiva Europea 2007/60/CE. e dal recepimento del D.Lgs. 49/2010 si è osservato come l'area di studio non sia interessata da alcun scenario di rischio e di pericolosità idraulica (Figura 7.1).

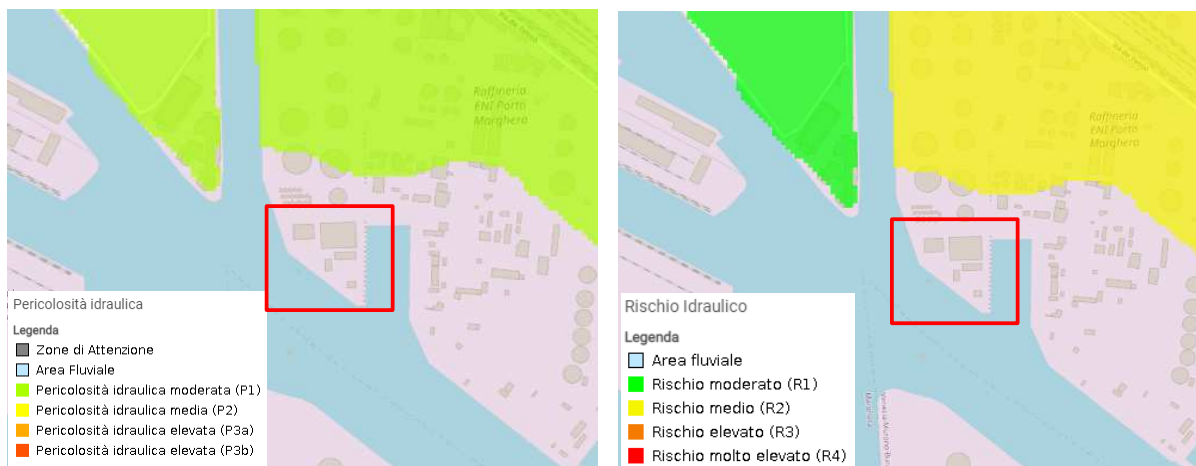



Figura 7.1 – Stralcio della pericolosità e rischio idraulico del PGRA 2021-2027 - Autorità di Bacino Distrettuale delle Alpi Orientali estratto dal Sistema Informativo per la Gestione ed il Monitoraggio delle informazioni e dei procedimenti Ambientali della Direttiva Alluvioni; in rosso l'area di studio

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 22 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Nella seguente Figura 7.2 viene riportato uno stralcio della Carta della Pericolosità Idraulica redatta dal Piano di Assetto Idrogeologico del Bacino Idrografico Scolante nella Laguna di Venezia (marzo 2015) ove si evidenzia l'assenza di pericolosità idraulica in corrispondenza dell'area di studio ma si sottolinea come il sito sia comunque prossimo ad aree già allagate dall'evento alluvionale del 26/09/2007.

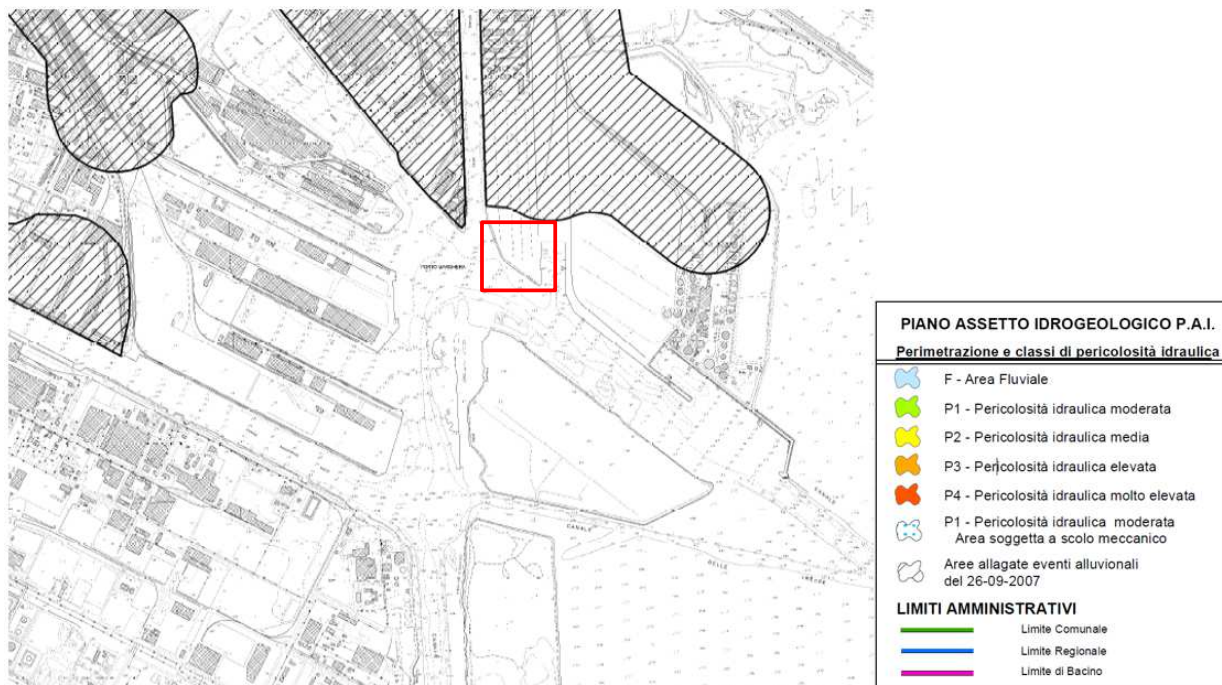



Figura 7.2 – Stralcio della Carta della Pericolosità Idraulica del P.A.I. – marzo 2015 (rev. gennaio 2021); in rosso l'area di studio

7.3 SUBSIDENZA

Alla riduzione altimetrica del veneziano avvenuta nel corso del XX secolo, e valutata 24 cm rispetto al livello del mare, hanno contribuito, con diversa incidenza, la subsidenza geologica, la subsidenza indotta dai pompaggi di acque artesiane e l'innalzamento del livello del mare. La ricerca sulla subsidenza di Venezia, iniziata nel 1969 con la nascita dell'Istituto per lo Studio della Dinamica delle Grandi Masse del CNR, oggi Istituto di Scienze Marine, concluse la prima complessa fase negli anni Novanta, dimostrando, tra le altre cose, l'arresto del processo antropico indotto dagli sfruttamenti artesiani intensivi operati per uso industriale, soprattutto nel ventennio 1950/1970, e registrando nel 1975 un esiguo ma significativo innalzamento a Venezia. L'avvenuta subsidenza geotecnica aveva comunque provocato 10-14 cm di irreversibile abbassamento del suolo, con le relative conseguenze.

Gli studi a carattere geologico, geofisico, le analisi modellistiche, le misure in sito e i rilievi altimetrici condotti, se da un lato rassicurarono sull'arresto della subsidenza indotta e sulla stabilità della città lagunare, dall'altro attestarono la necessità di approfondire alcuni aspetti della ricerca ed evidenziarono che il processo subsidenziale era ancora in atto con tassi non trascurabili lungo certi tratti litoranei, alle estremità lagunari e zone limitrofe.

Si sono quindi approfonditi ed ampliati gli studi riguardo alle cause naturali e antropiche della perdita altimetrica del suolo. La subsidenza naturale è stata quantificata individuandone le cause agenti sul breve e lungo periodo; il tasso medio di lungo periodo, calcolato sull'intera serie quaternaria, variabile da 0,3 a 0,5 mm/anno, è principalmente ascrivibile all'attività tettonica regionale, mentre il tasso medio di breve periodo stimato in circa 1,3 mm/anno per gli ultimi 40000 anni è imputabile alla consolidazione naturale dei sedimenti di apporto

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 23 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

recente. Negli ultimi secoli il valore della consolidazione naturale veneziana è sensibilmente diminuito fino a < 0,5 mm/anno (Bondesan et al., 2008) (Figura 7.3).

Considerando che l'area è stata colmata, i primi metri (presumibilmente fino a 1,5–2,0 m di profondità) sono terreni di riporto. Nelle zone di impianto lo strato corticale è costituito da pavimentazioni e riporto granulare per uno spessore complessivo presunto pari a circa 0,8 – 1,5 m. Ad ogni modo, la colmata è stata effettuata circa 100 anni addietro e i suoi effetti locali, in termini di cedimenti, possono considerarsi esauriti, come peraltro evidenziato da analisi interferometriche (Figura 7.4).

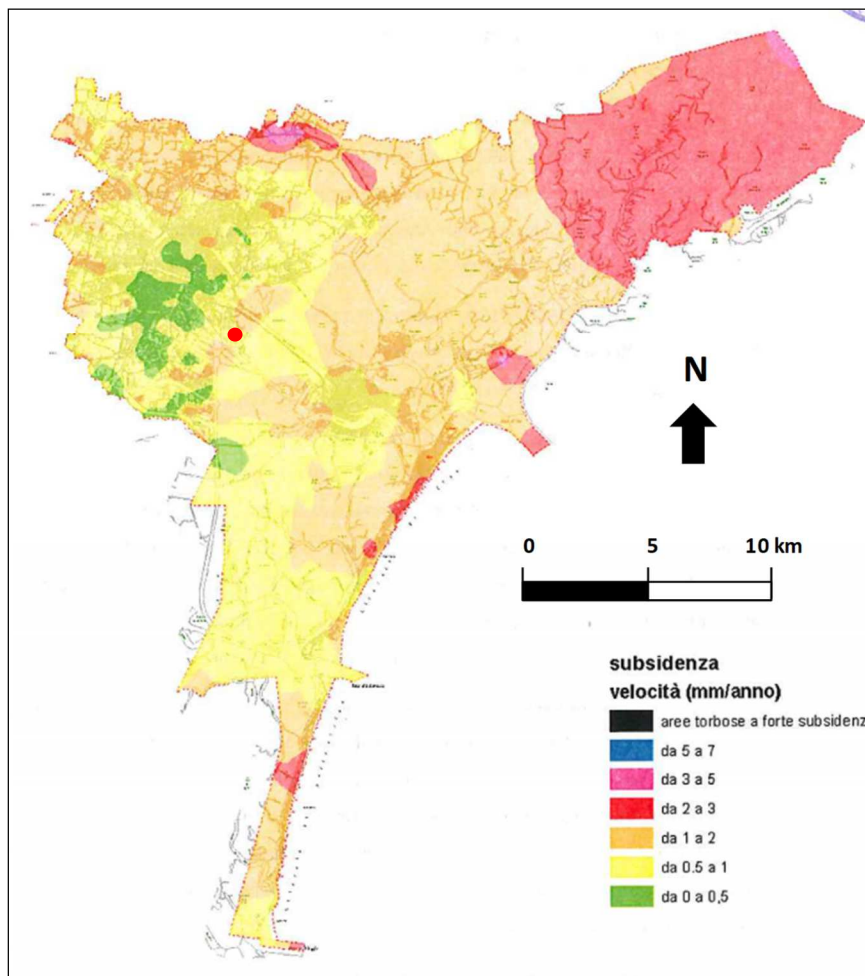



Figura 7.3 - Subsidenza mm/anno (Provincia di Venezia, 2008); in rosso l'area di studio

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 24 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

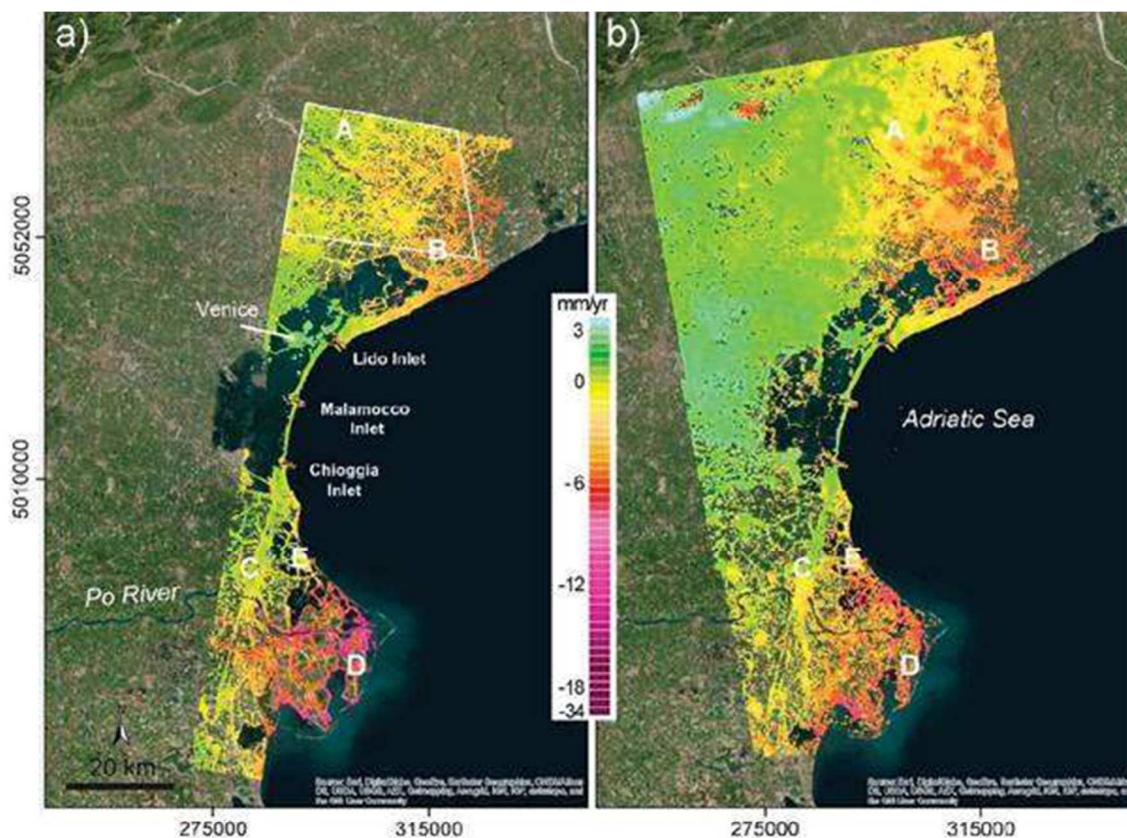



Figure 3. Average calibrated land displacements (mm/yr) along the LOS in the PDV region: (a) 2008–2011 by PSI on Cosmo-SkyMed images; and (b) 2007–2010 SBAS on ALOS-PALSAR images. Positive values mean uplift, negative values mean land subsidence. The sites labeled by A, B, C, D, and E are used for satellite cross-validation. Base map source: Esri, DigitalGlobe, GeoEye, Earthstar Geographics, CNES/Airbus DS, USDA, USGS, AEX, Getmapping, Aerogrid, IGN, IGP, swisstopo, and the GIS User Community.

Figura 7.4 - Subsidenza della laguna di Venezia e aree limitrofe da analisi interferometriche

7.4 INTRUSIONE SALINA

L'intrusione di acqua salata è un fenomeno che avviene spontaneamente negli acquiferi costieri e generalmente interessa l'entroterra per qualche chilometro. Nel caso della laguna di Venezia l'intrusione marina nei terreni superficiali coinvolge tutta l'area di gronda lagunare espandendosi verso l'entroterra da qualche centinaio di metri a qualche chilometro, raramente oltre una decina di chilometri. L'intrusione salina comporta notevoli rischi ambientali in prossimità dei margini lagunari dove è sviluppata un'intensa attività agricola e orticola che necessita una determinata qualità dell'acqua, di imbibizione dei terreni e di irrigazione, non sempre disponibile.

La salinizzazione delle falde nelle aree perilagunari dell'entroterra è principalmente dovuta all'intrusione di acqua dal mare e dalla laguna, talora seguendo vie preferenziali di deflusso sotterraneo, spesso favorita dall'altimetria del terreno nelle aree di bonifica che è anche di 2-3 m inferiore al livello medio del mare, ma avviene anche per dispersione dai fiumi e dai canali in condizioni di magra e/o marea o quando l'acqua marina risale e s'insinua sotto quella fluviale.


Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 25 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

L'intrusione salina, oltre alla contaminazione delle acque dolci salate, potrebbe anche incrementare la subsidenza già in atto, che potrebbe accentuarsi sia in concomitanza di probabili cali piezometrici, sia per la sostituzione delle acque salmastre a quelle dolci negli interstizi dei sedimenti fini con conseguente destrutturazione e collasso degli stessi.

7.5 VINCOLO IDROGEOLOGICO

Per quanto concerne il Vincolo Idrogeologico (R.D.L. 3267/1923 e R.D. 1126/1926), è stata consultata la cartografia digitale del Vincolo idrogeologico dal Geoportale dei dati Territoriali della Regione Veneto (<https://idt2.regione.veneto.it/portfolio/webgis-del-geoportal-della-regione-del-veneto/>).

Secondo tale cartografia, l'area di studio non risulta sottoposta tale vincolo.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 26 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

8.0 INDAGINI

Nel sito in esame sono disponibili indagini geognostiche eseguite dalla società Geolavori per conto di Sirai a luglio 2022 nell'ambito del presente progetto [10] (Figura 8.1). I dettagli sono riportati nei paragrafi seguenti.


Sono inoltre disponibili i risultati di indagini geognostiche (Figura 8.2) eseguite dalla società GEODIS nel 2019 nell'area del serbatoio TK6, appena a nord dell'area di interesse, nell'ambito della costruzione di una nuova linea di trasporto idrogeno di collegamento tra gli stabilimenti ENI Raffineria di Venezia e Versalis Porto Marghera [10]:

- N. 1 prova CPTU (CPTU 2, spinta fino a 30 m di profondità);
- N. 1 sondaggio geognostico (S5, spinto fino a 30 m di profondità) e relative prove di laboratorio.

I risultati di questa campagna vengono considerati nel presente progetto solo a completamento delle informazioni a disposizione.



Figura 8.1 – Ubicazione delle indagini realizzate nel 2022 [10], su base Google Earth (strutture esistenti) e in azzurro impianto in progetto (indicativo)

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 27 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

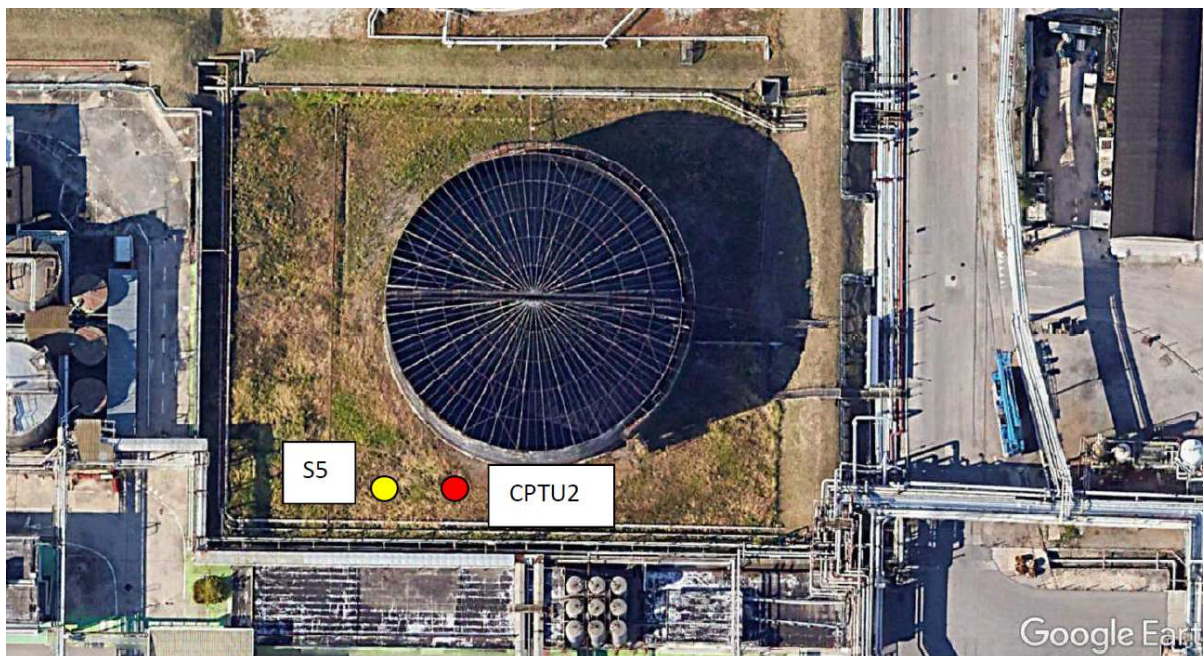


Figura 8.2 – Ubicazione delle indagini realizzate nel 2019 [10] (in grigio in Figura 8.1)

8.1 CAMPAGNA INDAGINI 2022

La campagna indagini del 2022 ha compreso sondaggi a carotaggio continuo, prove in sito e prove di laboratorio.


Le indagini e prove in sito sono consistite in:

- n. 7 sondaggi geognostici a carotaggio continuo (da BH01 a BH07), di cui 5 a 30 m da p.c. e 2 a 40 m da p.c. (BH02, BH06). Tre di questi sondaggi (BH02, BH05 e BH07) sono stati attrezzati con piezometro a tubo aperto. Il foro del sondaggio BH06 è stato attrezzato per l'esecuzione di prova geofisica di tipo Down-Hole (DH);
- n. 27 prove SPT eseguite nei terreni granulari riscontrati nei 7 sondaggi;
- n. 13 prove CPTU (da CPTU01 a CPTU16), spinte a profondità comprese tra 20 e 40 m;
- n. 6 prove di permeabilità tipo Lefranc a due profondità diverse all'interno di n. 3 sondaggi a carotaggio continuo attrezzati con piezometro (BH02, BH05 e BH07);
- n. 4 pozzetti esplorativi (da TP01 a TP04);
- n. 4 prove di carico su piastre alla base dei pozzetti (circa 0,5 m da p.c.);
- n. 1 stendimento (MASW01) di misure sismiche attive MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), eseguite mediante l'utilizzo di 24 geofoni ad interdistanza di 2 m per complessivi 46 m;
- prelievo di n. 35 campioni indisturbati e n. 29 campioni rimaneggiati, di cui n.4 da pozzetti;
- prove scissometriche e prove con penetrometro tascabile per misure della resistenza dei terreni.

Le prove sui campioni prelevati nel corso dei sondaggi sono state effettuate presso il laboratorio geotecnico della società GEODATA S.a.s. di Pietro Daminato & C. con sede in Viale Benelux 1/C a Ponte San Nicolò (PD), titolare di concessione (Aut. Ministero Infrastrutture e Trasporti n° 4537) ai sensi del D.P.R. 380/2001 come richiesto dalle NTC2018.

Sui campioni rimaneggiati prelevati negli strati granulari o da SPT sono state effettuate le prove seguenti:

- analisi granulometriche (vaghiatura per via umida della frazione superiore al vaglio 0,075 mm e aerometria sulla frazione inferiore);
- n. 3 prove di taglio diretto (TD) su campioni ricostituiti.

 Owner Logo and Business Name	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 28 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

Sui campioni indisturbati nei diversi livelli di terreni coesivi presenti, sono state effettuate le prove seguenti:

- determinazione di contenuto d'acqua naturale, indice dei vuoti, peso dell'unità di volume, peso specifico dei grani;
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- analisi granulometriche (vagliatura per via umida della frazione superiore al vaglio 0,075 mm e aerometria sulla frazione inferiore);
- n. 7 prove edometriche;
- n. 5 prove triassiali non consolidate non drenate (Tx-UU) e n. 5 prove triassiali consolidate – drenate (Tx-CID);
- analisi chimiche dei terreni (contenuto di materiale organico, pH, carbonati, cloruri, solfati) su n.12 campioni.

Tabella 8.1 – Sondaggi campagna SIRAI 2022 nell'ambito della presente fase progettuale

Sondaggio	Profondità (m dal p.c.)	Data esecuzione	Quota (m s.l.m.)	Coordinate Gauss Boaga		Attrezzatura
				E	N	
BH-01	30	27-28/07/2022	2,06	2306049,59	5037437,50	Cementato
BH-02 PZ	40	12-14/07/2022	2,13 (1,99 t.t.)	2306042,85	5037485,58	Piezometro PVC 2" a tubo aperto
BH-03	30	25-26/07/2022	2,18	2306086,83	5037419,24	Cementato
BH-04	30	08-11/07/2022	2,22	2306091,28	5037484,85	Cementato
BH-05 PZ	30	30/06-04/07/2022	2,21 (2,08 t.t.)	2306134,56	5037362,82	Piezometro PVC 2" a tubo aperto
BH-06 DH	40	05-07/07/2022	2,24 (2,09 t.t.)	2306143,72	5037424,03	PVC 3" Prova Down-Hole
BH-07 PZ	30	28-29/07/2022	2,02	2306134,91	5037482,77	Piezometro PVC 2" a tubo aperto

Tabella 8.2 - Valori di N_{SPT} registrati nei 7 sondaggi SIRAI 2022 nell'ambito della presente fase progettuale

Profondità Prova (m da p.c.)	BH-01	BH-02 PZ	BH-03	BH-04	BH-05 PZ	BH-06 DH	BH-07 PZ
1	-	4	-	-	-	-	-
3	-	-	2	-	-	-	-
4,5	4	15	3	3	-	-	3
5	-	-	-	-	-	37	-
6	13	11	7	6	-	-	14
7,5	3	12	-	-	-	-	-
9	3	-	7	-	-	-	-
9,2	-	-	-	-	5	-	-
16,5	-	-	-	3	-	-	-
18	-	-	-	4	-	14	-
22,5	-	-	-	15	-	-	-
25,5	-	-	-	15	-	-	-
28,5	-	-	-	-	-	7	-
30	-	10	-	-	-	-	-
37,5	-	-	-	-	-	26	-


Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 29 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Tabella 8.3 – Valori di K (m/s) calcolati tramite prove Lefranc eseguite nei sondaggi SIRAI 2022 nell’ambito della presente fase progettuale

Profondità Prova (m da p.c.)	BH-02 PZ	BH-05 PZ	BH-07 PZ
5,5	1,80E-05	-	-
7,5	-	2,82E-06	1,39E-05
16,5	3,46E-06	-	-
17,5	-	-	4,75E-06
21,5	-	1,92E-05	-

Tabella 8.4 – Valori di K (m/s) calcolati tramite prove edometriche eseguite sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi SIRAI 2022 nell’ambito della presente fase progettuale

Profondità Prova (m da p.c.)	Profondità C.I. (m da p.c.)	k (m/s)
BH-04	9,3	1,9E-10
BH-06	10,7	2,8E-11
BH-05	12,3	1,6E-10
BH-03	15,3	1,1E-10
BH-07 PZ	19,8	1,8E-10
BH-01	23,3	1,4E-10
BH-02 PZ	33,3	5,0E-11

Tabella 8.5 – Tabella Prove CPTU effettuata durante la campagna indagini SIRAI 2022 nell’ambito della presente fase progettuale

Sondaggio	Profondità Progetto (m dal p.c.)	Profondità Prova (m dal p.c.)	Data esecuzione	Quota (m s.l.m.)	Coordinate Gauss Boaga		Note
					E	N	
CPTU01	40	40	18/07/2022	2,26	2306056,97	5037403,43	Cementato
CPTU02	40	40	15/07/2022	2,05	2306038,33	5037437,67	Cementato
CPTU03	40	40	18/07/2022	2,17	2306069,01	5037419,44	Cementato
CPTU05	40	40	15/07/2022	2,21	2306068,74	5037485,09	Cementato
CPTU06	40	40	19/07/2022	2,33	2306089,10	5037397,81	Cementato
CPTU08	40	40	13/07/2022	2,17	2306118,70	5037349,96	Cementato
CPTU10	40	40	20/07/2022	2,19	2306119,63	5037483,56	Cementato
CPTU11	40	39	14/07/2022	2,23	2306140,69	5037404,22	Cementato
CPTU12	40	31	19/07/2022	2,05	2306145,30	5037452,86	Cementato
CPTU13	40	28	14/07/2022	2,18	2306001,04	5037455,63	Cementato
CPTU14	20	20	20/07/2022	2,14	2305996,48	5037496,51	Cementato
CPTU15	20	20	21/07/2022	2,11	2306012,54	5037557,66	Cementato
CPTU16	20	20	21/07/2022	2,18	2306043,55	5037505,84	Cementato


	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 30 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

Tabella 8.6 – Tabella Prove MASW e Down-Hole effettuata durante la campagna indagini SIRAI 2022 nell'ambito della presente fase progettuale


Prova	Data esecuzione	Coordinate Gauss Boaga		Vs Eq [m/sec]	Classe di suolo
		E	N		
Down-Hole - BH06 DH	21/07/2022	2306143,72	5037424,03	185	C
MASW	21/07/2022	2306014.46	5037436.39	201	C

Tabella 8.7 – Tabella Tomografie Elettriche di Resistività effettuate durante la campagna indagini SIRAI 2022 nell'ambito della presente fase progettuale

Prova	Data esecuzione	Coordinate (approssimate) Gauss Boaga	
		E	N
ERT01	27/07/2022	2306006,53	5037438,78
ERT02	27/07/2022	2306054,63	5037422,51
ERT03	27/07/2022	2306090,30	5037364,13
ERT04	27/07/2022	2306143,38	5037392,65
ERT05	27/07/2022	2306065,76	5037484,33

Tabella 8.8 – Tabella pozzetti esplorativi effettuati durante la campagna indagini SIRAI 2022 nell'ambito della presente fase progettuale

ID	Profondità (m dal p.c.)	Data esecuzione	Quota (m s.l.m.)	Coordinate Gauss Boaga	
				E	N
TP01	1,00	22/07/2022	2,14	2306047,12	5037486,61
TP02	0,90	22/07/2022	2,22	2306102,92	5037484,69
TP03	1,00	22/07/2022	2,57	2306138,89	5037389,53
TP04	1,00	22/07/2022	2,15	2305996,99	5037473,57

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 31 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

9.0 MODELLO GEOLOGICO

Nel presente paragrafo si descrive la stratigrafia delle aree di studio sulla base della consultazione dei sondaggi pregressi disponibili e sulla base del profilo geologico tracciato lungo l'area di intervento con direzione SE-NW e riportato nell'Allegato 1.

Come già citato nel precedente capitolo 4.0 e paragrafo 4.1 l'area oggetto di studio si imposta sui depositi di origine antropica del Unità di Marghera. Si tratta di depositi costituiti da materiali di riporto generalmente caratterizzati dalla presenza di sabbie limose in cui è frequente la presenza di una rilevante frazione ghiaiosa. Questi hanno uno spessore variabile all'interno dell'area di studio che varia generalmente tra i 2 m ed i 4 m di spessore.

L'Unità di Marghera poggia sui depositi appartenenti all'Unità di Mestre che sono costituiti da depositi alluvionali prevalentemente limosi in cui la frazione sabbiosa e argillosa è variabile.

In superficie, le sabbie medio-fini con variabili percentuali di limo, rappresentative di facies di canale attivo, sono concentrate in corrispondenza dei dossi, dove costituiscono corpi lentiformi scarsamente interconnessi che giungono a spessori massimi di 2 - 4 m; in profondità, i corpi di canale possono essere amalgamati tra loro e produrre sequenze sabbiose spesse fino a 10 - 20 m. Gli abbondanti depositi limosi e argillosi di esondazione contengono comuni lenti di torba e orizzonti variamente organici di ambiente palustre, spessi al massimo pochi decimetri ma lateralmente continui.


Osservando i sondaggi BH01, BH02-PZ, BH03, BH04, BH05-PZ, BH06-DH e BH07, effettuati per la presente fase di studio durante la campagna di luglio 2022, si nota in maniera costante, fatta eccezione per il sondaggio BH05-PZ, la presenza di lenti sabbiose (in cui è comunque sempre presente una frazione limosa rilevante). Il primo corpo lenticolare si sviluppa tra circa i 3 m e gli 8 m di profondità, il secondo si sviluppa tra i 16 m ed i 20 m ed ha uno spessore variabile tra 1 m e 4 m. Il terzo corpo lenticolare sabbioso è ubicato ad una profondità di circa 27 m e i 32 m ed ha uno sviluppo costante su tutta l'area di studio.

Come citato in precedenza, e poi confermato dai sondaggi effettuati, i depositi dell'Unità di Mestre mostrano una granulometria prevalentemente limosa in cui è frequente anche la presenza della frazione fine argillosa. Si notano inoltre anche diversi livelli, generalmente di spessore da centimetrico, di livelli di torbe, i quali però non mostrano una considerevole continuità laterale.

La falda, rilevata sui piezometri BH02, BH-05 e BH07 si attesta ad una quota compresa tra gli 1,9 m ed i 2 m da p.c..

Le prove di permeabilità Lefranc, eseguite nei livelli più granulari, effettuate nei sondaggi BH02-PZ, BH-05-PZ e BH07-PZ mostrano valori compresi tra gli $1,39E-05$ m/s ed i $4,75E-06$ m/s; mentre le prove di permeabilità eseguite in laboratorio sui campioni indisturbati, prelevati nei terreni più coesivi mostrano valori molto più bassi e compresi tra gli $1,9E-10$ m/s ed i $2,8E-11$ m/s.


Pertanto, si può quindi affermare che la permeabilità dei terreni si attesta in una categoria di permeabilità che va da medio-bassa a molto bassa / impermeabile.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 32 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

10.0 CONCLUSIONI


In conclusione, si può affermare che:

- Dal punto di vista geografico l'area oggetto di studio è ubicata nell'area dell'attuale Area Produzione Lubrificanti (ex-STAP) della Raffineria ENI di Venezia ubicata nella porzione più antica del Porto Petroli di Porto Marghera.
- Dal punto di vista geologico l'area oggetto di studio si colloca nella bassa pianura e le litologie più rappresentative sono costituite da sabbie, limi, argille (torbe) e tutti i termini intermedi, mentre le ghiaie sono quasi completamente assenti. La distribuzione di queste litologie presenta delle caratteristiche estremamente variabili e complesse. I materiali che caratterizzano il sottosuolo della tratta derivano sia dalle alluvioni trasportate ad opera dei fiumi, soprattutto il Dese, sia dalle frazioni fini depositatesi in ambiente marino (in seguito alle trasgressioni e regressioni marine) e sia dalla formazione di ambienti lagunari e palustri (soprattutto in prossimità della costa).
- Dal punto di vista stratigrafico l'area veneziana si inserisce nel contesto della pianura veneto-friulana, fortemente legato all'evoluzione tardo pleistocenica e olocenica dei fiumi alpini: Isonzo, Tagliamento, Piave, Brenta e Adige. Essi hanno infatti ripetutamente cambiato percorso a valle del loro sbocco montano interessando aree molto ampie, fino a coprire migliaia di km². Si sono così formati sistemi sedimentari, allungati fino al mare, che in pianta presentano una morfologia a ventaglio, mentre tridimensionalmente possiedono una forma simile a un cono appiattito; tali sistemi, un tempo genericamente descritti come conoidi, ora sono definiti come megafan alluvionali. Nell'area veneta e friulana, i diversi tratti di pianura costruiti dai maggiori fiumi sono ben distinguibili anche nella bassa pianura, dove i sedimenti sono essenzialmente fini e il gradiente topografico è compreso tra il 3-0,5‰. Il sito in oggetto poggia su terreni di riporto a granulometria prevalentemente fine poco permeabile che prendono il nome di Unità di Marghera. Il sito è infatti parte delle aree imbonite con un ampio strato di materiali eterogenei di natura frequentemente antropica.
- L'area in esame si inquadra nell'area lagunare di Venezia in cui gli elementi geomorfologici naturali sono scarsamente riconoscibili a causa dell'intensa attività antropica di rimodellamento del territorio tramite l'uso di terrapieni costituiti terreni di riporto.
- Dal punto di vista idrogeologico l'area di studio fa parte del Sistema idrogeologico centrale, ubicato nel tratto di pianura compreso tra il fiume Brenta e il fiume Sile, dal limite provinciale settentrionale fino al margine lagunare in cui sono state riconosciute alcune principali strutture morfo-sedimentarie. L'area in esame è caratterizzata da depositi limoso-sabbiosi, sabbioso-limosi e limoso-argillosi con permeabilità medio bassa a molto bassa – impermeabile ($10^{-5} < k < 10^{-6}$ m/s nei terreni granulari e $10^{-10} < k < 10^{-11}$ m/s nei terreni coesivi). Il livello piezometrico, nell'area di interesse, si attesta pari al livello del mare (0 m s.l.m.) e dunque con soggiacenza di 1,9 m da p.c.
- L'analisi della cartografia disponibile nel Piano stralcio dell'Assetto Idrogeologico (PAI) del Bacino Idrografico Scolante nella Laguna di Venezia (marzo 2015) elaborato dal Dipartimento Difesa del Suolo e Foreste - Sezione Difesa del Suolo della Regione Veneto non ha evidenziato, per l'area oggetto di studio, la presenza di rischio geomorfologico in senso lato bensì soltanto una componente di rischio idraulico.
- Dalla consultazione sia della cartografia redatta nell'ambito del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) sia quella nell'ambito Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni (PGRA), ciclo 2021-2027, redatto dall'Autorità di Bacino Distrettuale delle Alpi Orientali in accordo con il quadro per la valutazione e la gestione dei rischi di alluvioni istituito dalla Direttiva Europea 2007/60/CE. e dal recepimento del D.Lgs. 49/2010 si è osservato come l'area di studio non sia interessata da alcun scenario di rischio e di pericolosità idraulica.
- La subsidenza naturale è stata quantificata individuandone le cause agenti sul breve e lungo periodo; il tasso medio di lungo periodo, calcolato sull'intera serie quaternaria, variabile da 0,3 a 0,5 mm/anno,

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID RN0838DARV16881	Contractor Document ID K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Revision Index		Sheet of Sheets 33 of 38
			Validity Status EX-DE	Rev Number 01	

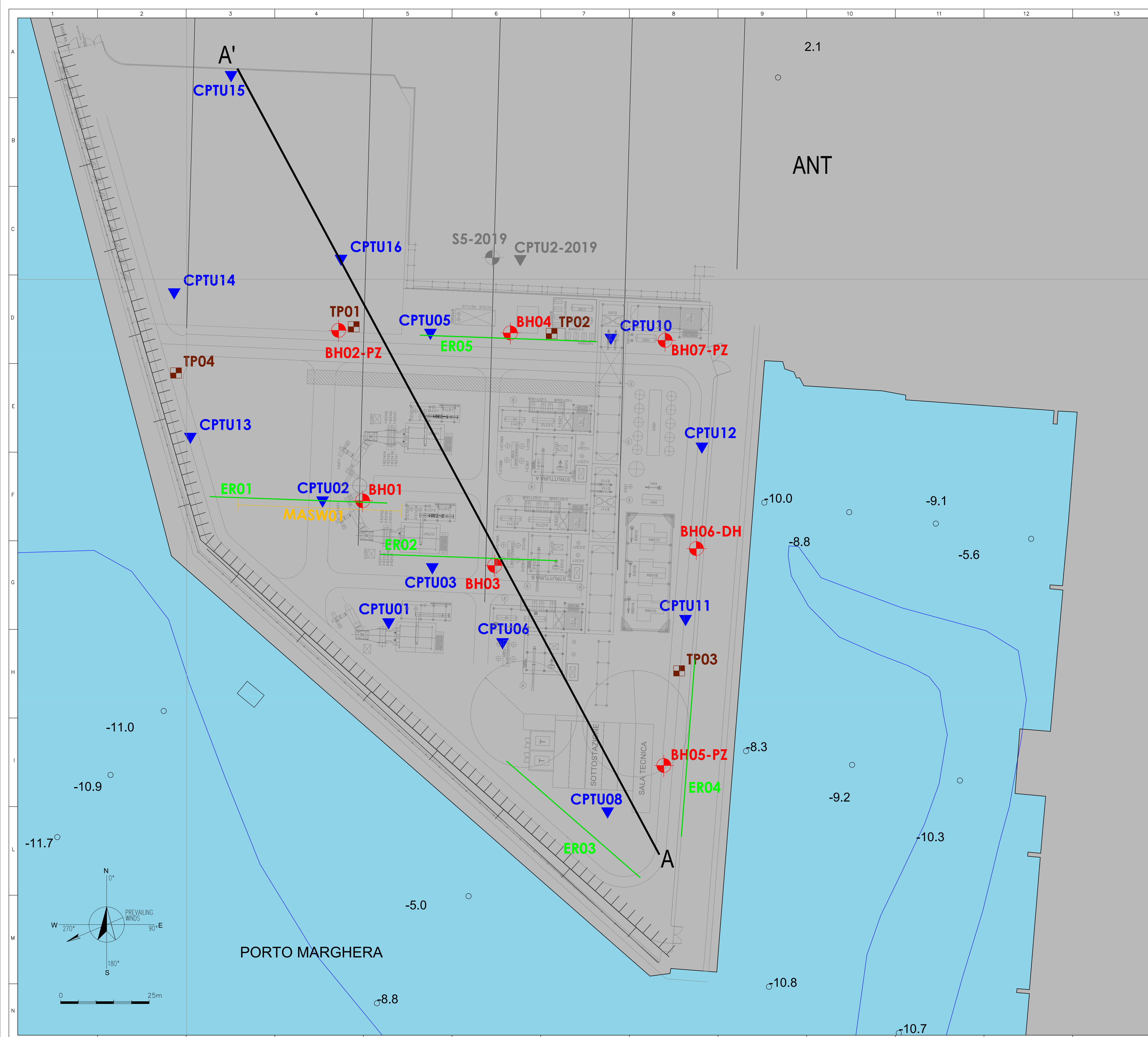
è principalmente ascrivibile all'attività tettonica regionale, mentre il tasso medio di breve periodo stimato in circa 1,3 mm/anno per gli ultimi 40000 anni è imputabile alla consolidazione naturale dei sedimenti di apporto recente. Negli ultimi secoli il valore della consolidazione naturale veneziana è sensibilmente diminuito fino a <0,5 mm/anno [13].

- L'intrusione di acqua salata è un fenomeno che avviene spontaneamente negli acquiferi costieri e generalmente interessa l'entroterra per qualche chilometro. Nel caso della laguna di Venezia l'intrusione marina nei terreni superficiali coinvolge tutta l'area di gronda lagunare espandendosi verso l'entroterra da qualche centinaio di metri. L'intrusione salina, oltre alla contaminazione delle acque dolci salate, potrebbe anche incrementare la subsidenza già in atto, che potrebbe accentuarsi sia in concomitanza di probabili cali piezometrici, sia per la sostituzione delle acque salmastre a quelle dolci negli interstizi dei sedimenti fini con conseguente destrutturazione e collasso degli stessi.
- Per quanto concerne il Vincolo Idrogeologico (R.D.L. 3267/1923 e R.D. 1126/1926), è stata consultata la cartografia digitale del Vincolo idrogeologico dal Geoportale dei dati Territoriali della Regione Veneto secondo la quale l'area di studio non risulta sottoposta tale vincolo.
- L'area oggetto di studio si imposta sui depositi antropici dell'Unità di Marghera i quali sono costituiti da materiali di riporto generalmente caratterizzati dalla presenza di sabbie limose in cui è frequente la presenza di una rilevante frazione ghiaiosa; lo spessore di tali depositi è generalmente compreso tra 1 m e 3 m. L'Unità di Marghera poggia sui depositi appartenenti all'Unità di Mestre che sono costituiti da depositi alluvionali prevalentemente limosi in cui la frazione sabbiosa e argillosa è variabile. Sono presenti 3 corpi lenticolari sabbiosi principali di spessore variabile tra 1 e 5 m i quali presentano continuità laterale riscontrabile in tutti i sondaggi effettuati per la presente fase di studio ad eccezione per il sondaggio BH05-PZ ubicato nell'estremo a S-E dell'area di studio. La falda, rilevata sui piezometri BH02, BH-05 e BH07, si attesta ad una quota compresa tra 1,9 m ed 2 m da p.c.. Le prove di permeabilità Lefranc, eseguite nei livelli più granulari, effettuate nei sondaggi BH02-PZ, BH-05-PZ e BH07-PZ mostrano valori compresi tra 1,39E-05 m/s ed 4,75E-06 m/s; mentre le permeabilità ricavate dalle prove eseguite in laboratorio (edometriche) sui campioni indisturbati, prelevati nei terreni più coesivi, mostrano valori molto più bassi e compresi tra 1,9E-010 m/s ed 2,8E-11 m/s. Pertanto, si può quindi affermare che la permeabilità dei terreni si attesta in una categoria di permeabilità che va da medio-bassa a molto bassa / impermeabile.

Owner Logo and Business Name 	Company Document ID	Contractor Document ID	Revision Index		Sheet of Sheets 34 of 38
	RN0838DARV16881	K439-00-000-RT-1401-01 K439-AG-CS-00000RT140101	Validity Status	Rev Number	
			EX-DE	01	

11.0 ALLEGATI

- Allegato 1: Carta Geologica – Scala 1:500
- Allegato 2: Carta Idrogeologica – Scala 1:500
- Allegato 3: Profilo Geologico – Scala 1:500
- Allegato 4: Profilo Idrogeologico – Scala 1:500



REFERENCE DRAWINGS

GENERAL NOTES

LEGEND

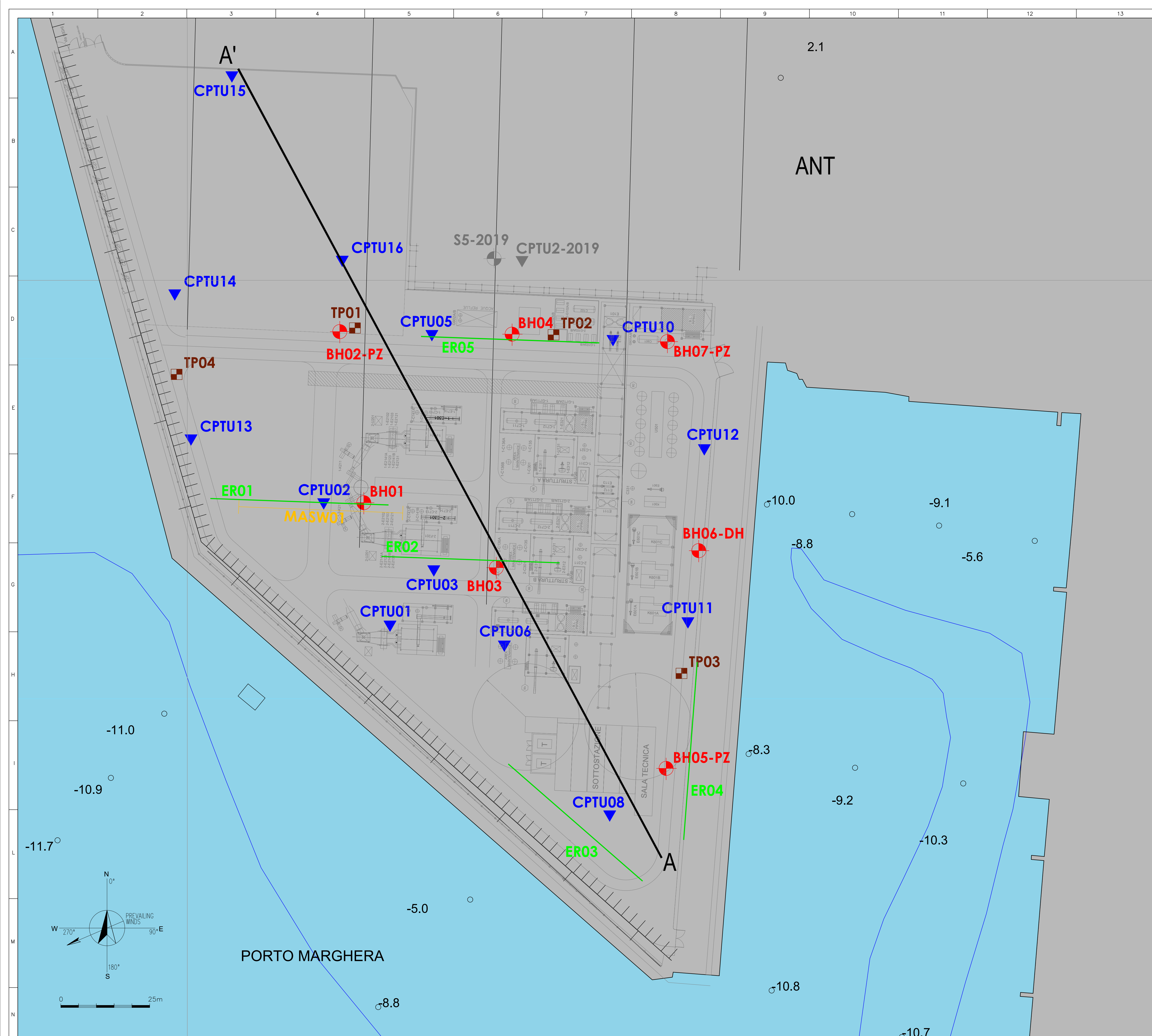
- SISTEMA ANTROPICO**
 UNITÀ di MARGHERA - OLOCENE sup. (Età moderna - Attuale)
 Depositi di origine antropica costituiti da materiale di riporto eterogeneo, in prevalenza sabbioso-limoso, con abbondanti resti provenienti dal disfacimento di materiali di costruzione e archeologico (laterizi, malte, ceramiche) o materiale di origine naturale (ghiaie alluvionali, depositi lagunari o di spiaggia). Sono compresi anche i terrapieni e le casse di colmata. Lo spessore massimo dei depositi è di 4-5 m.
- SISTEMA ALLUVIONALE DEL BRENTA**
 UNITÀ di MESTRE - PLEISTOCENE sup. (Last Glacial Maximum)
 Depositi alluvionali costituiti da limi, sabbie e argille. In superficie, le sabbie medio-fini con variabili percentuali di limo, rappresentative di facies di canale attivo, sono concentrate in corrispondenza dei dossi, dove costituiscono corpi lentiformemente interconnessi che giungono a spessori massimi di 2 - 4 m, in profondità, i corpi di canale possono essere amalgamati tra loro e produrre sequenze sabbiose spesse fino a 10 - 20 m. Gli abbondanti depositi limosi e argillosi di esondazione contengono comuni lenti di torba e orizzonti variamente organici di ambiente palustre, spessi al massimo pochi decimetri ma lateralmente continui.
- BHXXX-DH** Sondaggi campagna indagini 2022
BHXXX-PZ Sondaggio campagna indagini 2019
- ERXXX** Misura di resistività elettrica
TRXXX Misura di conducibilità termica
TPXXX Pozzetto
S5-2019 Sondaggio campagna indagini 2019
CPTU-2019 Prova CPTU campagna indagini 2019
- CPTUXXX** Prova CPTU
MASWXXX Prova sismica MASW

NOTES

HOLDS

EQUIPMENT

EX-DE	01	11/10/2022	Issue for Execution	R.Colombo	S.Mordani	A.Cossutta		
EX-DE	00	23/09/2022	Issue for Review/Comments	R.Colombo	S.Mordani	B.Giacomini		
Validity Status	Revision Number	Date	Description	Prepared by	Checked by	Approved by	Company Checked	Company Approved
Company logo and business name				Project Name		Company Document ID:		
eni				Impianto Steam Reformer Raffineria di Venezia		RN0838DARV16881		
Contractor logo and business name				Contractor Document ID:		Job N. 000548		
KT Kinetics Technology				K439-00-000-RT-1401-01		K439-AG-CS-0000RT140101		
Facility / Sub Facility Name				Location		Scale		Sheet of Sheets
RN08 / 38				Onshore		1:500		1 of 1
Document Title						Supersedes N.		
RELAZIONE GEOLOGICA / GEOLOGICAL REPORT						Superseded by N.		
Allegato 1: CARTA GEOLOGICA						Plant Area		Plant Unit
						-		-



REFERENCE DRAWINGS

GENERAL NOTES

LEGEND

PERMEABILITA' DELLE UNITA' IDROGEOLOGICHE	TIPO DI PERMEABILITA'			GRADO DI PERMEABILITA' (m ² /s)					
	Porosa	Preferenziale	Chiusura	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	Basso	Medio	10 ⁻¹²	Alto
Depositi antropici a permeabilità variabile: Questa classe comprende i corpi sedimentari prevalentemente limoso-sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi legati a materiale di riporto antropico. La permeabilità, esclusivamente per porosità, è molto variabile, anche localmente, e si attesta mediamente tra 1*10 ⁻¹⁰ e 1*10 ⁻¹¹ m ² /s.									
Depositi a permeabilità medio-bassa: Questa classe comprende i corpi sedimentari prevalentemente limoso-sabbiosi e sabbioso-limosi legati a deposizione in ambiente alluvionale e/o a deposizione fluviale. La permeabilità, esclusivamente per porosità, si attesta mediamente tra 1*10 ⁻¹⁰ e 1*10 ⁻¹¹ m ² /s.									
Depositi a permeabilità molto bassa o impermeabili: Questa classe comprende i limi, le argille limose ed i limi argillosi presenti in livelli importanti ove erano presenti ambienti di tipo lacustre o di laguna. La permeabilità è da molto bassa a impermeabile ed è definibile come compresa tra 1*10 ⁻¹¹ e 1*10 ⁻¹² m ² /s.									

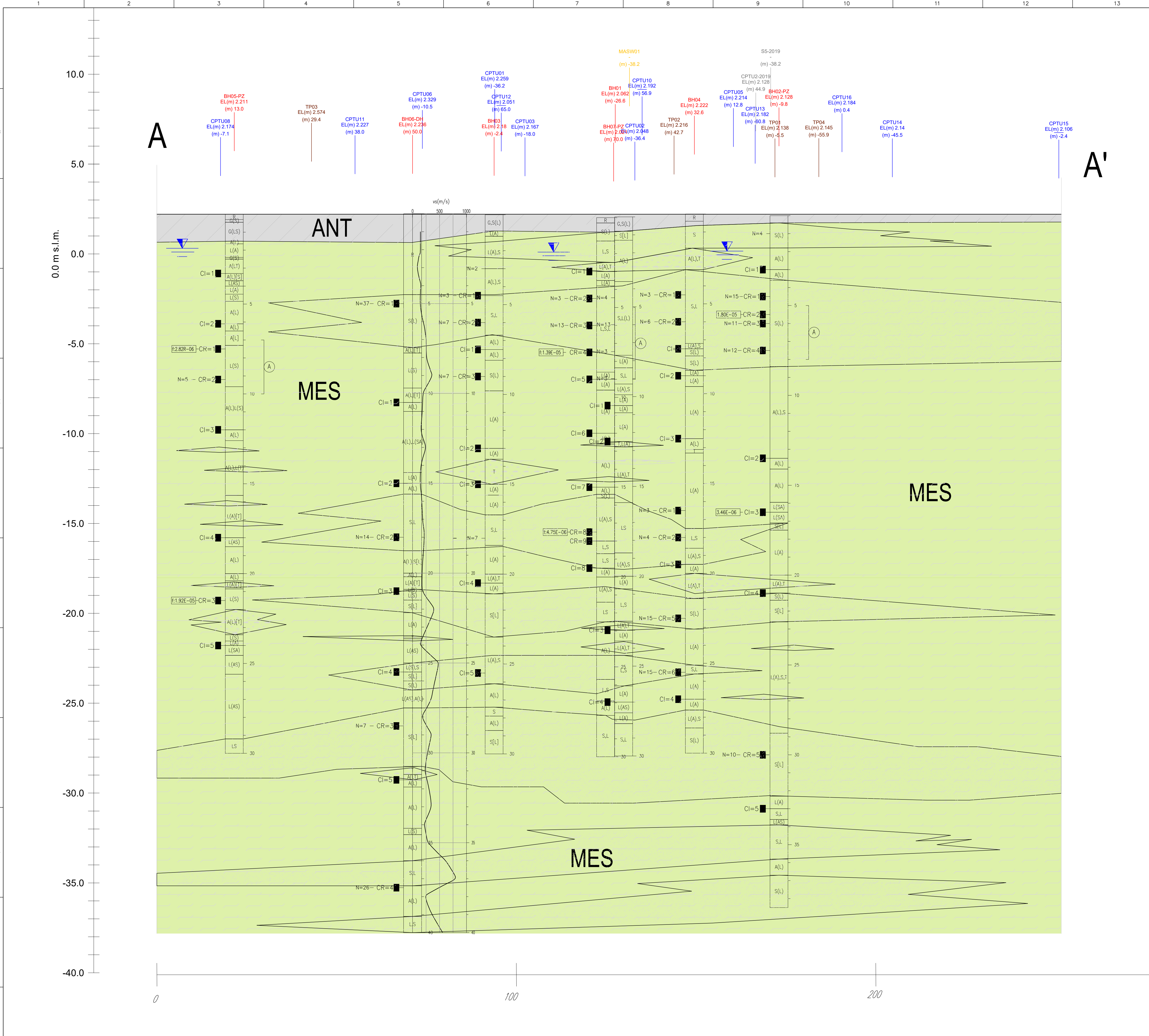
- BHXXX Sondaggi campagna indagini 2022
- CPTUXXX Prova CPTU
- MASWXX Prova sismica MASW
- TPXXX Pozzetto
- ERXXX Misura di resistività elettrica
- TRXXX Misura di conducibilità termica
- S5-2019 Sondaggio campagna indagini 2019
- CPTU2-2019 Prova CPTU campagna indagini 2019

NOTES

HOLDS

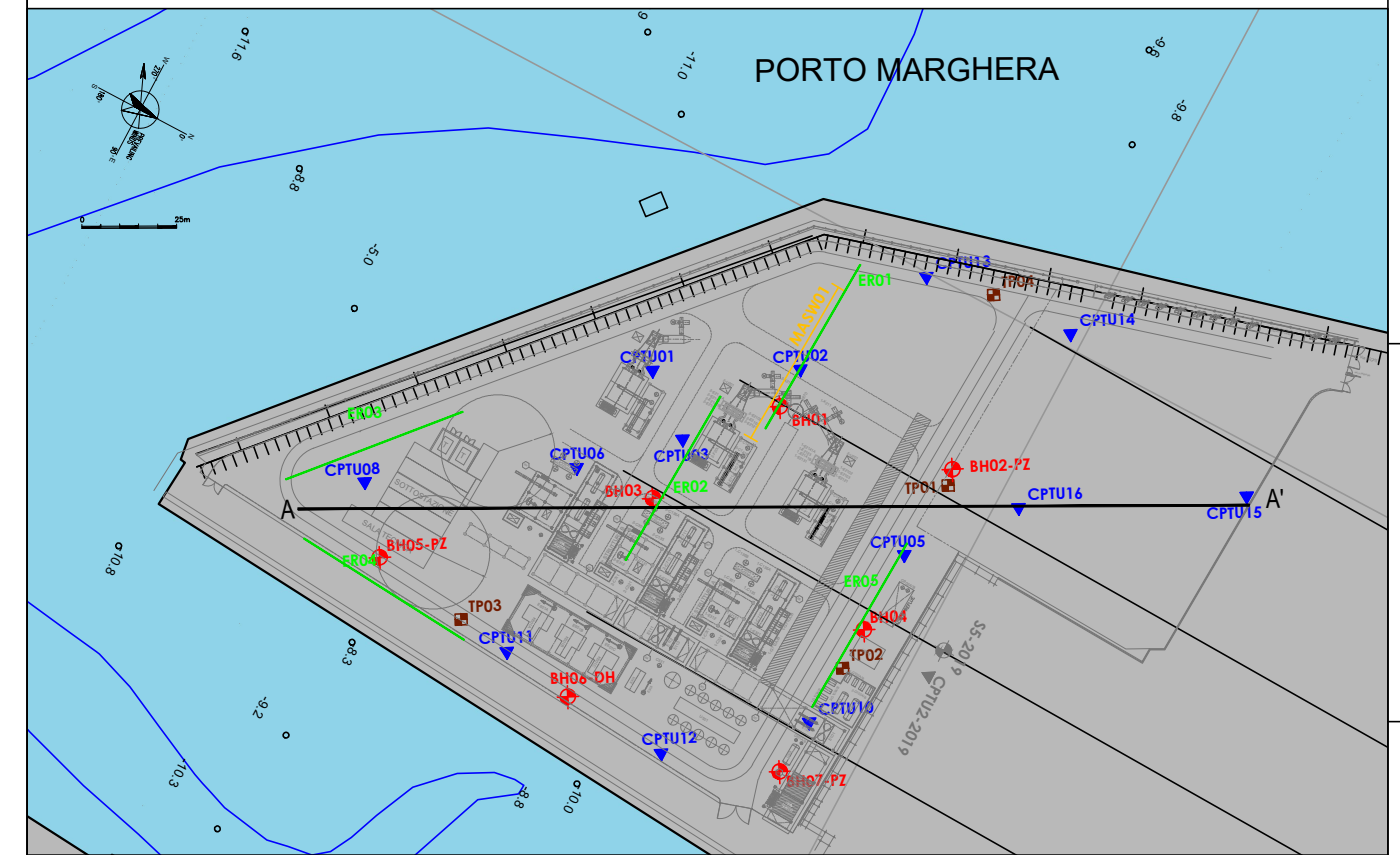
EQUIPMENT

EX-DE	01	11/10/2022	Issue for Execution	R. Colombero	S. Mordani	A. Cossutta		
EX-DE	00	23/09/2022	Issue for Review/Comments	R. Colombero	S. Mordani	B. Giacomini		
Validity Status	Revision Number	Date	Description	Prepared by	Checked by	Approved by	Company Checked	Company Approved
Company logo and business name				Project Name		Company Document ID:		
eni				Impianto Steam Reformer Raffineria di Venezia		RN0838DARV16881		
Contractor logo and business name				Contractor Document ID:		Job N. 000548		
Kinetics Technology				K439-00-000-RT-1401-01		K439-AG-CS-00000RT140101		
Facility / Sub Facility Name				Location		Scale		Sheet of Sheets
RN08 / 38				Onshore		1:500		1 of 1
Document Title						Supersedes N.		
RELAZIONE GEOLOGICA / GEOLOGICAL REPORT						Superseded by N.		
Allegato 2: CARTA IDROGEOLOGICA						Plant Area		Plant Unit
						-		-



REFERENCE DRAWINGS

GENERAL NOTES



LEGEND

SISTEMA ANTROPICO
ANT UNITÀ di MARGHERA - OLOCENE sup. (Età moderna - Attuale)
 Depositi di origine antropica costituiti da materiale di riporto eterogeneo, in prevalenza sabbioso-limoso, con abbondanti resti provenienti dal disfacimento di materiali di costruzione e archeologico (laterizi, malte, ceramiche) o materiale di origine naturale (ghiaie alluvionali, depositi lagunari o di spiaggia). Sono compresi anche i terrapieni e le casse di colmata. Lo spessore massimo dei depositi è di 4-5 m.

SISTEMA ALLUVIONALE DEL BRENTA
MES UNITÀ di MESTRE - PLEISTOCENE sup. (Last Glacial Maximum)
 Depositi alluvionali costituiti da limi, sabbie e argille. In superficie, le sabbie medio-fini con variabili percentuali di limo, rappresentative di facies di canale attivo, sono concentrate in corrispondenza dei dossi, dove costituiscono corpi lentiformemente interconnessi che giungono a spessori massimi di 2 - 4 m; in profondità, i corpi di canale possono essere amalgamati tra loro e produrre sequenze sabbiose spesse fino a 10 - 20 m. Gli abbondanti depositi limosi e argillosi di esondazione contengono comuni lenti di torba e orizzonti variamente organici di ambiente palustre, spessi al massimo pochi decimetri ma lateralmente continui.

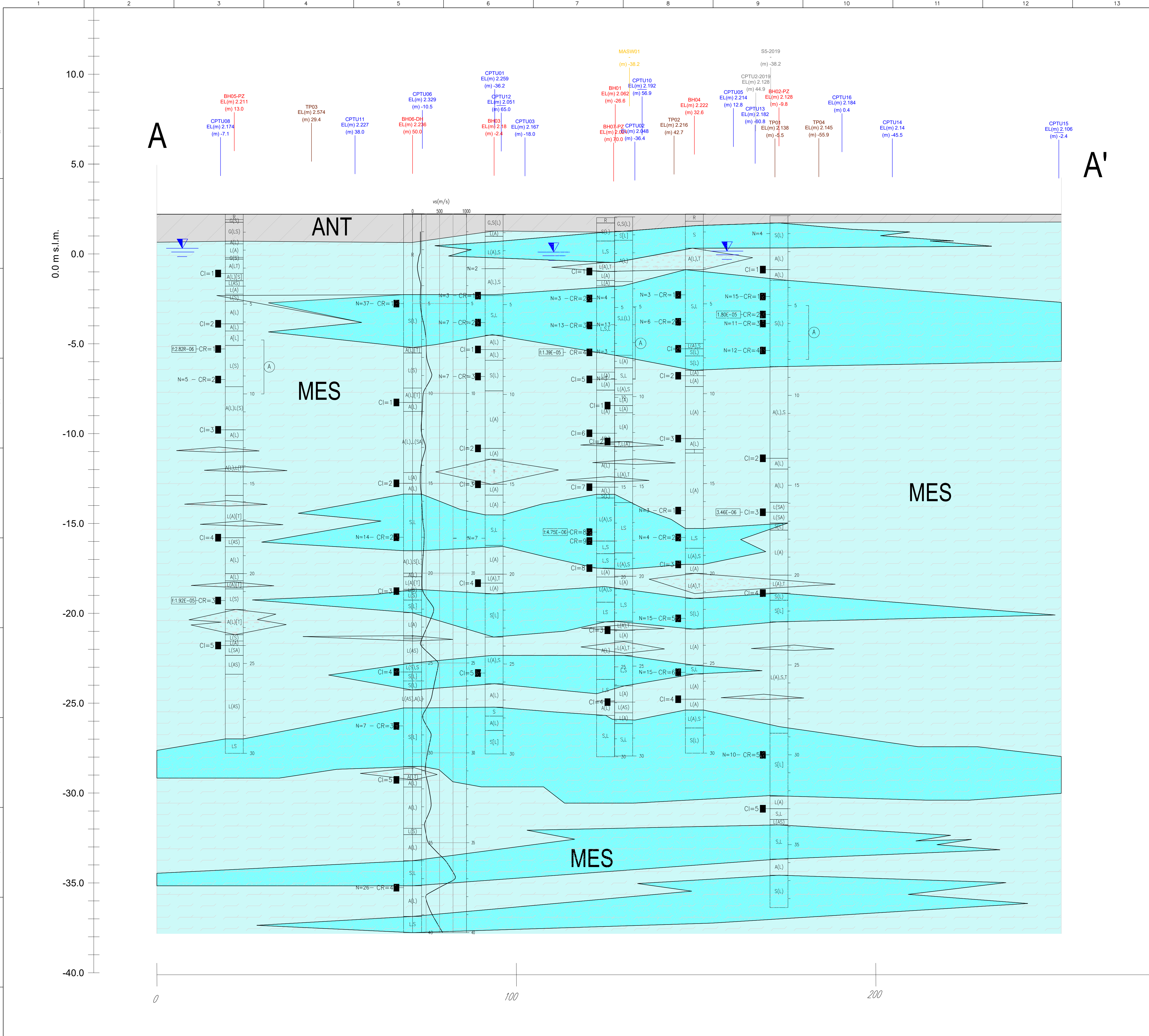
- + **BHXXX** Sondaggi campagna indagini 2022
- ▼ **CPTUXXX** Prova CPTU
- **MASWXX** Prova sismica MASW
- **ERXXX** Misura di resistività elettrica
- ⊗ **TRXXX** Misura di conducibilità termica
- **TPXXX** Pozzetto
- + **S5-2019** Sondaggio campagna indagini 2019
- ▼ **CPTU2-2019** Prova CPTU campagna indagini 2019

NOTES

HOLDS

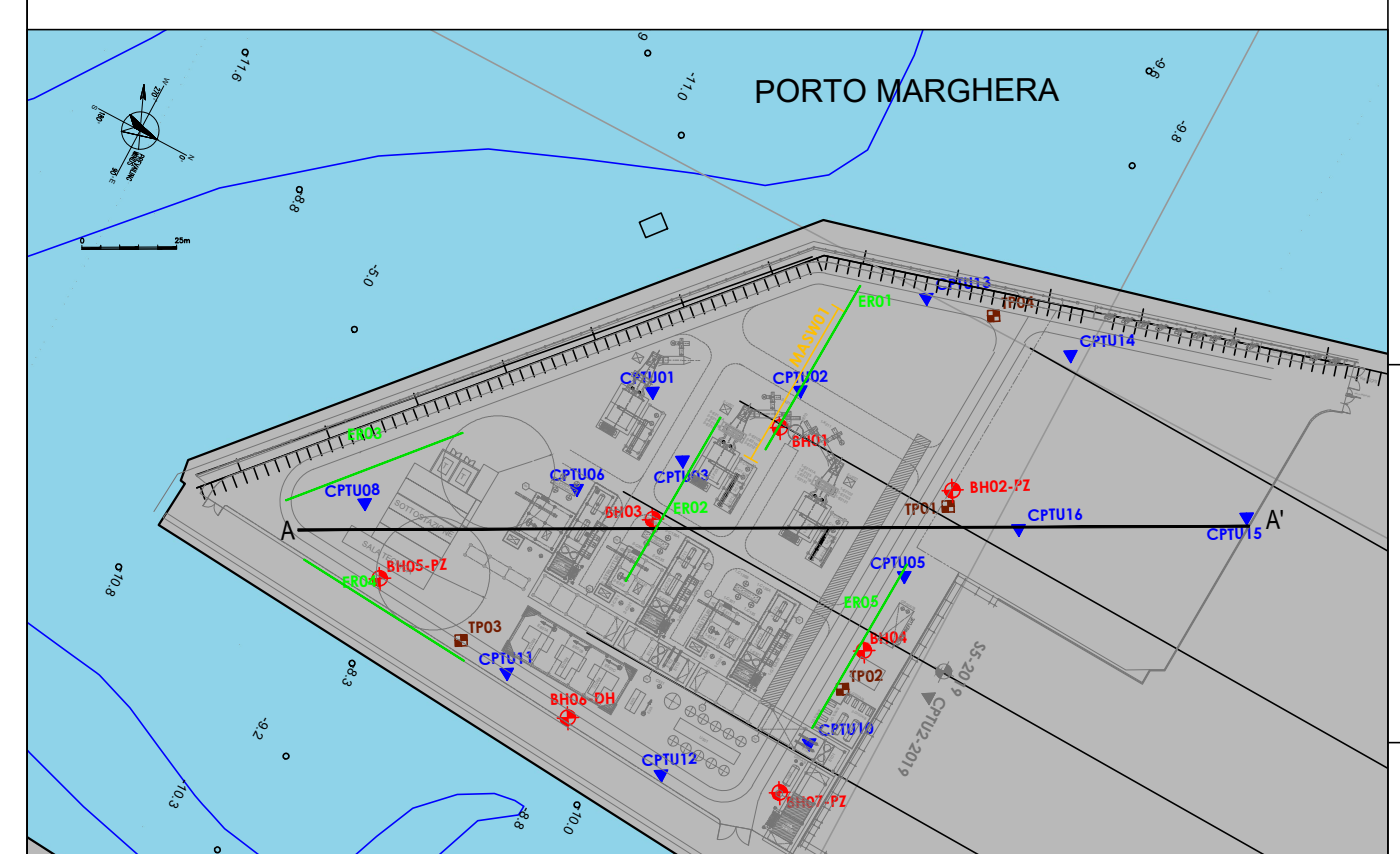
EQUIPMENT

EX-DE	01	11/10/2022	Issue for Execution	R.Colombo	S.Mondanni	A.Cossutta		
EX-DE	00	23/09/2022	Issue for Review/Comments	R.Colombo	S.Mondanni	B.Giacomini		
Validity Status	Revision Number	Date	Description	Prepared by	Checked by	Approved by	Company Checked	Company Approved
Company logo and business name				Project Name		Company Document ID:		
eni				Impianto Steam Reformer Raffineria di Venezia		RN0838DARV16881		
Contractor logo and business name				Contractor Document ID:		Job N. 000548		
KT Kinetics Technology				K439-00-000-RT-1401-01		K439-AG-CS-00000RT140101		
Facility / Sub Facility Name				Location		Scale		Sheet of Sheets
RN08 / 38				Onshore		1:500		1 of 1
Document Title						Supersedes N.		
RELAZIONE GEOLOGICA / GEOLOGICAL REPORT						Superseded by N.		
Allegato 3: PROFILO GEOLOGICO						Plant Area		Plant Unit
						-		-



REFERENCE DRAWINGS

GENERAL NOTES



LEGEND

PERMEABILITA' DELLE UNITA' IDROGEOLOGICHE	TIPO DI PERMEABILITA'		GRADO DI PERMEABILITA' (m/s)				
	Impermeabile	Confinata	10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶
Depositi antropici a permeabilità variabile: Questa classe comprende i corpi sedimentari prevalentemente limoso-sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi legati a materiale di riporto antropico. La permeabilità, esclusivamente per porosità, è molto variabile, anche localmente, e si attesta mediamente tra 1*10 ⁻⁸ e 1*10 ⁻⁷ m/s.							
Depositi a permeabilità medio-bassa: Questa classe comprende i corpi sedimentari prevalentemente limoso-sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi legati a deposizione in ambiente alluvionale e/o a deposizione fluviale. La permeabilità, esclusivamente per porosità, si attesta mediamente tra 1*10 ⁻⁸ e 1*10 ⁻⁷ m/s.							
Depositi a permeabilità molto bassa o impermeabili: Questa classe comprende i limi, le argille limose ed i limi argillosi presenti in livelli importanti ove erano presenti ambienti di tipo lacustre o di laguna. La permeabilità è da molto bassa a impermeabile ed è definibile come compresa tra 1*10 ⁻¹⁰ e 1*10 ⁻¹² m/s.							

- BHXXX, BHXXX-DH, BHXXX-PZ Sondaggi campagna indagini 2022
- CPTUXXX Prova CPTU
- MASWXXX Prova sismica MASW
- TPXXX Pozzetto
- ERXXX Misura di resistività elettrica
- TRXXX Misura di conducibilità termica
- S5-2019 Sondaggio campagna indagini 2019
- CPTU2-2019 Prova CPTU campagna indagini 2019

NOTES

HOLDS

EQUIPMENT

EX-DE	01	11/10/2022	Issue for Execution	R. Colombero	S. Mordani	A. Cosulich		
EX-DE	00	23/09/2022	Issue for Review/Comments	R. Colombero	S. Mordani	B. Giacomini		
Validity Status	Revision Number	Date	Description	Prepared by	Checked by	Approved by	Company Checked	Company Approved
Company logo and business name				Project Name		Company Document ID:		
eni				Impianto Steam Reformer Raffineria di Venezia		RN0838DARV16881		
Contractor logo and business name				Contractor Document ID:		Job N. 000548		
KT Kinetics Technology				K439-00-000-RT-1401-01		K439-AG-CS-00000RT140101		
Facility / Sub Facility Name				Location		Scale		Sheet of Sheets
RN08 / 38				Onshore		1:500		1 of 1
Document Title						Supersedes N.		
RELAZIONE GEOLOGICA / GEOLOGICAL REPORT						Superseded by N.		
Allegato 4: PROFILO IDROGEOLOGICO						Plant Unit		



AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE
DEL MARE ADRIATICO SETTENTRIONALE
PORTI DI VENEZIA E CHIOGGIA



DIREZIONE TECNICA

APPALTO PER IL SERVIZIO DI ESECUZIONE DI CAROTAGGI DA PONTONE, PRELIEVO ED ANALISI DI CAMPIONI DI SEDIMENTO SECONDO PROTOCOLLO 1993

CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA IROM IN CANALE VITTORIO EMANUELE III A PORTO MARGHERA CAMPAGNA 2020

INDAGINI AMBIENTALI FINALIZZATE ALLA CARATTERIZZAZIONE DEI SEDIMENTI

ESECUTORI

GEOTECNICA VENETA s.r.l.

Dott. Geol. Diego Mortillaro

in A.T.I. con

AGROLAB ITALIA s.r.l.

Dott.ssa Anna Pagliani

REFERENTI APV

Dott.ssa M. Citron

Geom. A. Favaro

DIRETTORE TECNICO E RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO

Ing. A. Menin

CODICE PROGETTO APV

CODICE DOCUMENTO

Elab.1-20/020-MG-IROM

SCALA

rev	data	descrizione	redatto	controllato	approvato
0	13/08/2020				
1					
2					
3					

GEOTECNICA VENETA s.r.l.

Via Dosa, 26/A - 30030 Olmo di Martellago (Ve)

Tel. 041/908157 - Fax 041/908905

e-mail gv@geotecnicaveneta.it

C.F. – P.I. – Registro Imprese Venezia 01657520274

Registro Imprese Venezia REA n. VE176883 – C.s. €. 10.200,00



AZIENDA CON SISTEMA
DI QUALITA' CERTIFICATO

Prat. P20/020-MG-IROM
N° Doc. Rel. 01/20/020-MG-IROM
Rev. 0.0
Data 13.08.2020

Spett.le
**AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE
DEL MARE ADRIATICO
SETTENTRIONALE
PORTI DI VENEZIA E CHIOGGIA**
Santa Marta, Fabbricato 13
30123 VENEZIA

Oggetto: caratterizzazione dei sedimenti secondo Protocollo 1993 in corrispondenza della darsena IROM nel canale Vittorio Emanuele III a Porto Marghera.

1.0 PREMESSE

Al fine della caratterizzazione ambientale dei sedimenti del canale Vittorio Emanuele III in corrispondenza della darsena IROM a Porto Marghera, interessato da un progetto di approfondimento sino alla quota di -10.50 sul l.m.m., siamo stati da Voi incaricati all'esecuzione di una campagna di carotaggi da pontone, prelievi ed analisi dei sedimenti, in accordo alle procedure previste dal Protocollo d'intesa 1993 "*Criteria di sicurezza ambientale per gli interventi di escavazione trasporto e reimpiego dei fanghi estratti dai canali di Venezia (art.4, comma 6, Legge 360/91)*".

Il presente documento intende fornire gli esiti di tale caratterizzazione definendo la classificazione chimico fisica dei sedimenti secondo i criteri stabiliti dal Protocollo 1993 al fine dell'attribuzione della categoria di utilizzo e recapito.

L'indagine fisico ambientale dei sedimenti si è concretizzata, come da Vostro incarico, mediante l'esecuzione di n° 18 carotaggi geognostici ambientali (denominati VE-IROM-1 ÷ VE-IROM-18) eseguiti da pontone galleggiante in



In ottemperanza all'art. 6.2.2 delle N.T.C. 2008, la Società Geotecnica Veneta S.r.l., è autorizzata ad effettuare e certificare prove su terre, indagini geognostiche, prelievo di campioni e prove in situ secondo la Circolare del MM.LL.PP. 7618/STC con decreto D.M. Infrastrutture e Trasporti n° 9197 del 27/09/2011

corrispondenza dei punti con coordinate da Voi fornite nell'area della darsena e del canale Vittorio Emanuele III (Figura 1.1) come meglio rappresentati nell'estratto planimetrico di Figura 1.2 di seguito riportata.

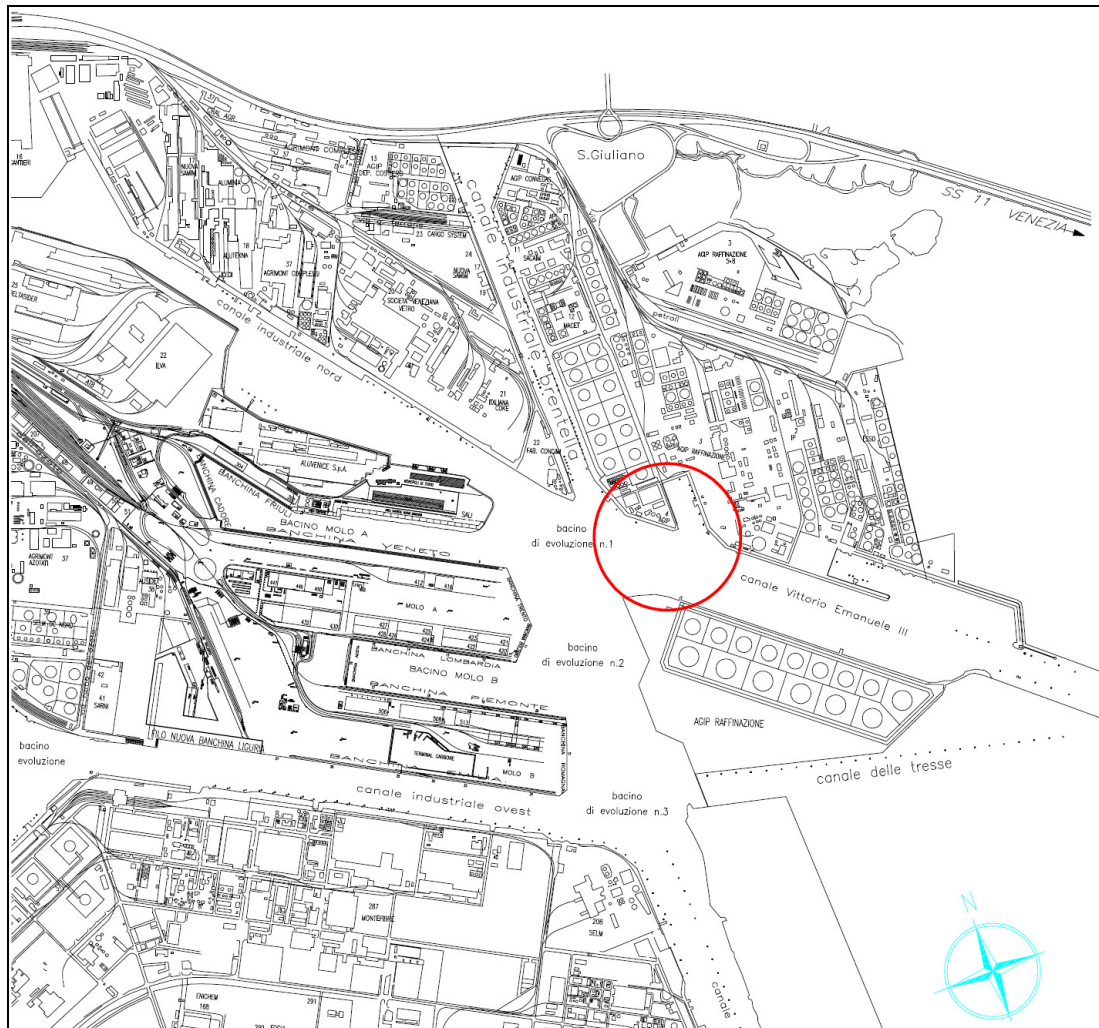


Figura 1.1: ubicazione geografica delle aree di indagine.

I campionamenti sono stati eseguiti nel mese di luglio 2020 e sono stati approfonditi sino al raggiungimento della quota di fondo dragaggio previsto a -10.50 m dal l.m.m., pertanto in presenza di battenti d'acqua compresi tra 9.30 m e

10.00 m sul l.m.m., sono risultati di lunghezza variabile da 1.20 m a 0.50 m; la loro esatta ubicazione, è stata riportata nella Planimetria allegata (Elab.1-Tav.2-20/020-MG-IROM alla scala 1: 1.500).

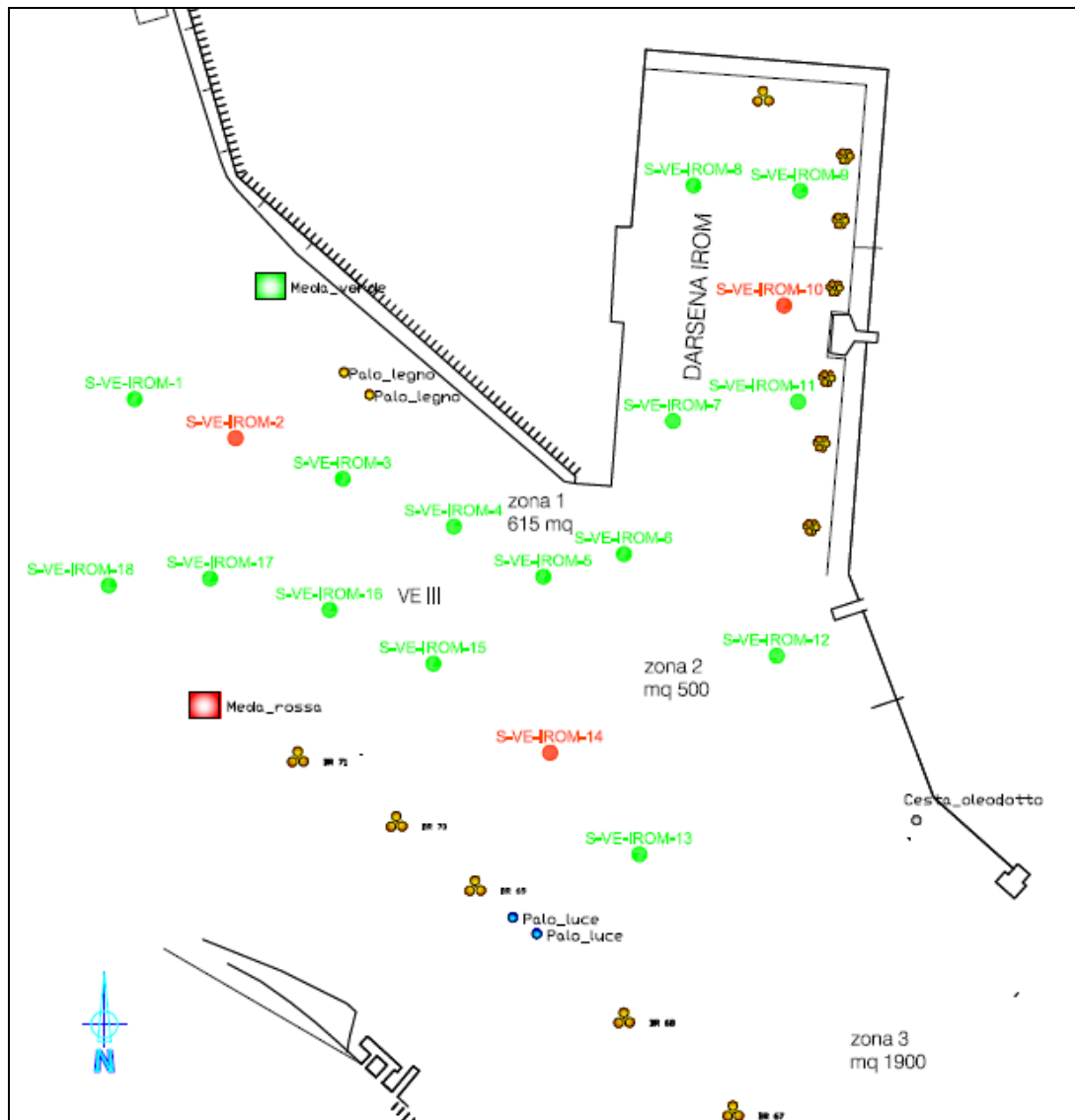


Figura 1.2: ubicazione dei punti di campionamento.

2.0 DESCRIZIONE DELLE ATTIVITA' EFFETTUATE

I campionamenti geognostici ambientali sono stati condotti da motopontone galleggiante, con annotazioni di sicurezza in corso di validità, posizionato in corrispondenza dei punti previsti con l'ausilio di un ricevitore GPS e preceduti dalla misura batimetrica del fondale di ciascun punto di campionamento attraverso ecoscandaglio idrografico con trasduttore per alta frequenza e/o con scandaglio manuale.

Tutte le attività sono state svolte nel rispetto delle "modalità di esecuzione sondaggi e piezometri" previste dall'Allegato 2 del D.Lgs. 152/06 e dell'accordo di programma per la chimica di Porto Marghera, delle Linee guida per il campionamento e l'analisi dei campioni dei siti inquinati previste dal DGRV n. 2922 del 03 ottobre 2003, nonché per il campionamento dei sedimenti le disposizioni previste dall'art 4, comma 6, Legge 360/91 del marzo 1993 "*Criteri di sicurezza ambientale per gli interventi di escavazione trasporto e reimpiego dei fanghi estratti dai canali di Venezia*".

Tabella 2.1: coordinate dei punti di indagine e del fondale sul l.m.m.

DENOMINAZIONE PUNTO DI SONDAGGIO	GAUSS BOAGA FUSO EST		QUOTA FONDALE
	COORDINATA EST	COORDINATA NORD	
VE-IROM-1	2305963,9792	5037339,0946	-9.40 m
VE-IROM-2	2306003,4072	5037323,8236	-9.50 m
VE-IROM-3	2306045,1742	5037307,8726	-9.50 m
VE-IROM-4	2306088,5912	5037289,2326	-9.40 m
VE-IROM-5	2306123,4759	5037269,5796	-9.40 m
VE-IROM-6	2306154,9247	5037278,4604	-9.30 m
VE-IROM-7	2306174,1027	5037330,5043	-9.60 m
VE-IROM-8	2306182,0880	5037422,7310	-9.70 m
VE-IROM-9	2306223,6765	5037420,6316	-9.50 m
VE-IROM-10	2306217,3802	5037375,7444	-9.80 m
VE-IROM-11	2306222,8820	5037338,0858	-10.00 m
VE-IROM-12	2306214,5240	5037238,6141	-9.30 m
VE-IROM-13	2306160,9583	5037160,8867	-9.30 m

DENOMINAZIONE PUNTO DI SONDAGGIO	GAUSS BOAGA FUSO EST		QUOTA FONDALE
	COORDINATA EST	COORDINATA NORD	
VE-IROM-14	2306126,1150	5037200,6818	-9.30 m
VE-IROM-15	2306080,5555	5037235,5305	-9.30 m
VE-IROM-16	2306040,0859	5037256,5821	-9.40 m
VE-IROM-17	2305993,4305	5037268,8602	-9.70 m
VE-IROM-18	2305953,9394	5037266,1593	-9.40 m

Le modalità di perforazione e campionamento hanno tenuto conto in particolare della necessità di evitare di alterare il chimismo dei sedimenti evitando in particolare il trascinamento in profondità di eventuali inquinanti presenti durante la perforazione (cross contamination).

Tutti i campionamenti sono stati eseguiti mediante carotaggio integrale continuo a secco, utilizzando un campionatore marino Vibrocorer Rossfelder P3 (Foto 2.1) munito di doppio carotiere ambientale del diametro ϕ 101 mm, dotato di liner interno monouso in PVC del diametro ϕ 82 mm, ciò ha consentito di ottenere delle “carote” rappresentative ed integrali di tutto il sedimento sino alla quota più profonda di dragaggio (-10.50 m dal l.m.m.).



Foto 2.1: fase di campionamento.

Una volta estratto il liner dal campionatore, dopo averlo sezionato e aperto (Foto n° 2.2), un nostro geologo esperto in campionamenti ambientali ha provveduto a descrivere la successione stratigrafica incontrata, classificando i materiali carotati e specificando di ogni carota i caratteri macroscopici tessiturali e cromatici, ed eseguendo, come previsto, il campionamento sistematico dei sedimenti prelevando un campione rappresentativo di ogni metro a partire dal piano fondale.

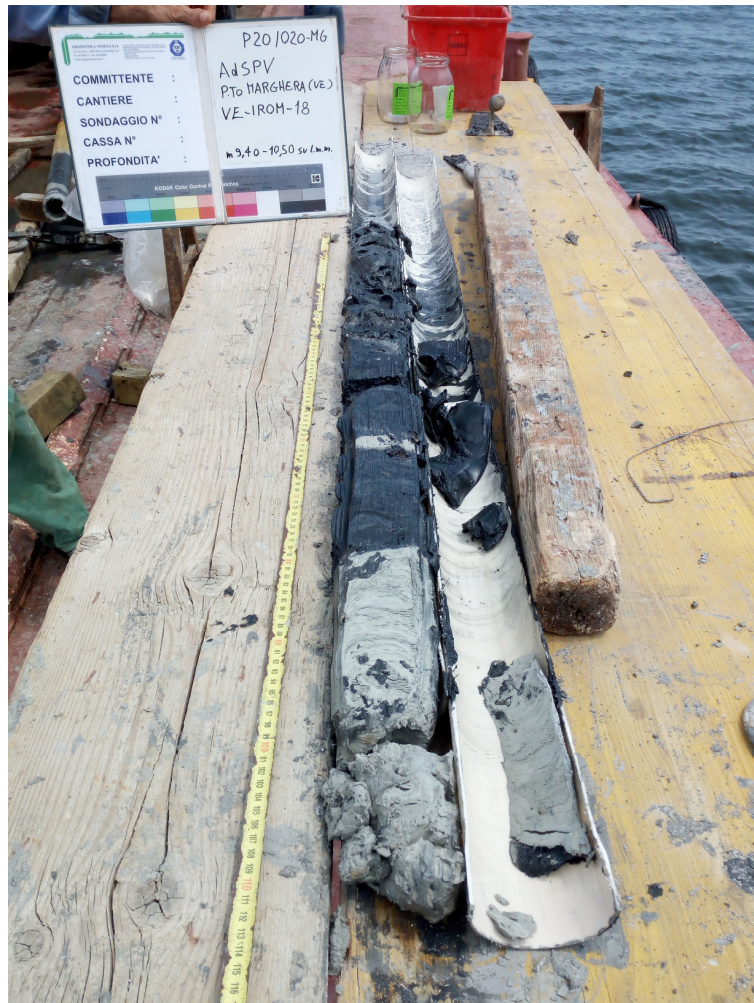


Foto 2.2: operazioni di apertura liner e campionamento terreni.

Le attività di perforazione e campionamento, sono state costantemente seguite e dirette da un geologo abilitato che ha provveduto a compilare una scheda stratigrafica per ciascun sondaggio comprendente oltre alle date di perforazione, il metodo di perforazione, l'attrezzatura impiegata, il diametro di perforazione e la quota del fondale rispetto al livello della laguna all'ora del campionamento e descrivendo e classificando i materiali e i terreni attraversati, secondo le UNI EN ISO 14688-1.

Tabella 2.2: Descrizione e classificazione del terreno (UNI EN ISO 14688-1)

Definizione		Diametro dei grani (mm)	Criteri di identificazione
Blocchi		> 200	Visibili ad occhio nudo
Ciottoli		63 ÷ 200	
Ghiaia	Grossa	20 ÷ 63	
	Media	6.3 ÷ 20	
	Fine	2 ÷ 6.3	
Sabbia	Grossa	0.63 ÷ 2	
	Media	0.2 ÷ 0.63	
	Fine	0.063 ÷ 0.2	
Limo		0.002 ÷ 0.063	Solo se grossolano è visibile a occhio nudo – poco plastico, dilatante, lievemente granulare al tatto – si disgrega velocemente in acqua si essicca velocemente – possiede coesione ma può essere polverizzato fra le dita
Argilla		< 0.002	I frammenti asciutti possono essere rotti, ma non polverizzati fra le dita – si disgrega in acqua lentamente – liscia al tatto – plastica – non dilatante – appiccica alle dita – asciuga lentamente – si ritira durante l'essiccazione.
Terreno organico o vegetale			Contiene una rilevante percentuale di sostanze organiche vegetali
Torba			Predominano resti lignei non mineralizzati, colore scuro, bassa densità.

Nella descrizione dei terreni si è provveduto ad elencare per primo il nome del costituente principale, seguito dal costituente secondario nella forma:

- preceduto dalla congiunzione “con” se rappresenta una percentuale compresa fra il 25 ed il 50%;
- seguito dal suffisso “oso” se rappresenta una percentuale compresa fra il 10 ed il 25%;

- preceduto da “debolmente” e seguito dal suffisso “oso” se rappresenta una percentuale compresa fra il 5 ed il 10%.

La consistenza dei terreni coesivi e semicoesivi è stata descritta con riferimento alla tabella sottostante, misurando la resistenza al penetrometro tascabile (Pocket Penetrometer) ed allo scissometro tascabile (Torvane) sulla carota appena estratta e scortecciata con frequenza di una prova ogni 20 ÷ 30 cm.

Tabella 2.3: Consistenza terreni coesivi

Definizione	Resistenza al penetrometro tascabile (kPa)	Prove manuali
Privo di consistenza	< 25	Espelle acqua quando strizzato fra le dita
Poco consistente	25 ÷ 50	Si modella fra le dita con poco sforzo; si scava facilmente
Moderatamente consistente	50 ÷ 100	Si modella fra le dita con un certo sforzo. Offre una certa resistenza allo scavo
Consistente	100 ÷ 200	Non si modella fra le dita. E' difficile da scavare
Molto consistente	> 200	E' molto resistente fra le dita e si scava con molta difficoltà

3.0 MODALITÀ DI CAMPIONAMENTO

Al fine di determinare la qualità dei sedimenti si è provveduto, nel corso di ciascuna prospezione, a sezionare e prelevare dal nucleo delle carote estratte, un campione omogeneo per ciascun metro di sedimento.

Più precisamente sono stati prelevati n° 35 campioni così come elencati nella Tabella 3.1, di cui il primo inferiore al metro, in funzione del battente d'acqua (da piano fondale alla quota di -10 m sul l.m.m.) e l'ultimo sempre di 50 cm (da 10.00 a 10.50 m).

Tabella 3.1: elenco dei campioni di sedimento prelevati.

Denominazione Sondaggio	Quote campioni sul l.m.m.	Certificati Analitici
VE-IROM-1	9.40 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476739 161952-476740
VE-IROM-2	9.50 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476741 161952-476742
VE-IROM-3	9.50 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476743 161952-476744
VE-IROM-4	9.40 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476745 161952-476746
VE-IROM-5	9.40 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476747 161952-476748
VE-IROM-6	9.30 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476729 161952-476730
VE-IROM-7	9.60 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	162132-477219 162132-477220
VE-IROM-8	9.70 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	162132-477221 162132-477222
VE-IROM-9	9.50 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	162132-477223 162132-477224
VE-IROM-10	9.80 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	162132-477225 162132-477226
VE-IROM-11	10.00 ÷ 10.50 m	162132-477227
VE-IROM-12	9.30 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161986-476760 161986-476761
VE-IROM-13	9.30 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161986-476762 161986-476763
VE-IROM-14	9.30 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161986-476764 161986-476765
VE-IROM-15	9.30 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476737 161952-476738
VE-IROM-16	9.40 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476731 161952-476732
VE-IROM-17	9.70 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476733 161952-476734
VE-IROM-18	9.40 ÷ 10.00 m 10.00 ÷ 10.50 m	161952-476735 161952-476736

Ogni spezzone di carota è stato mescolato e quartato in modo tale da consentire la raccolta di un campione medio omogeneo, rappresentativo dell'intervallo di quote campionate secondo i criteri elaborati dal CNR-IRSA quaderno 64, volume 3 del gennaio 1985, separando se presente la frazione superiore ai 2 cm, i materiali estranei quali conchiglie, alghe, pezzi di vetro, ciottoli ecc in grado di alterare i risultati analitici.

Ciascun campione medio, rappresentativo delle quote campionate è stato suddiviso nelle seguenti aliquote, n° 1 barattolo di vetro da 1 kg con tappo a tenuta ermetica, dal nucleo di ogni carota inoltre immediatamente dopo l'estrusione e prima del campionamento è stata prelevata, mediante minicarotatura del terreno, impiegando siringhe monouso secondo metodica ASTM 4547-98, n° 1 vials con tappo e setto in teflon per l'esecuzione della frazione idrocarburica C>12 ed un sacchetto in polietilene sigillato a tenuta per le analisi fisiche dei sedimenti,

Tutti i campioni prelevati, nel periodo di tempo compreso tra il prelievo e la consegna al laboratorio da Voi incaricato, Agrolab Italia s.r.l. di Altavilla Vicentina (VI), sono stati conservati in contenitori frigo a 4° di temperatura in modo da mantenere invariate le caratteristiche chimico fisiche dei campioni.

Nel corso dei campionamenti in corrispondenza dei sondaggi richiesti (VE-IROM-2, VE-IROM10, VE-IROM 14), sono stati prelevati alle medesime quote dei campioni da sottoporre alle analisi chimiche anche campioni rimaneggiati per l'esecuzione delle analisi fisiche, per un totale di n° 6 campioni, che in base alla classificazione proposta dalle Raccomandazioni AGI, risultano campioni di classe Q.3 con possibilità di determinare tutte le caratteristiche fisiche e di classificazione dei terreni, al fine di una loro classificazione ai sensi della norma UNI 11531-1.

4.0 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO SULLE TERRE

Sui 6 campioni rimaneggiati prelevati nel corso della campagna di indagini, sono state eseguite, presso il nostro laboratorio geotecnico autorizzato dal

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti con decreto n° 9197 del 27/09/2011, per lo svolgimento di tutte le attività di prova e certificazione sui terreni (previsti all'Art. 59 del D.P.R. n. 380/2001), secondo la Circolare del MM.LL.PP. 7618/STC, le prove geotecniche di laboratorio previste dal Protocollo d'Intesa del Ministero dell'Ambiente del 08/04/1993, comprendenti i seguenti parametri:

In particolare su tutti i campioni (A e B) come riportato nei rapporti di prova di seguito allegati, i cui principali risultati sono stati riassunti nella tabella di seguito allegata (20/020-MG-Tab-2 del 30.07.20) sono state effettuate le seguenti prove:

- esame visivo del campione, descrizione e classificazione del terreno (UN EN ISO 14688-1);
- analisi granulometrica mediante setacciatura delle particelle superiori a 63 μ secondo la scala Wentworth (UNI CEN ISO/TS 17892-4);
- analisi granulometrica per sedimentazione, (aerometria) riservata alle frazioni di terra con diametro delle particelle inferiori a 63 μ , mediante procedimento per decantazione (UNI CEN ISO/TS 17892-4).

sui campioni medi (A+B) ottenuti per omogeneizzazione e quartatura di tutto il sedimento della carota prelevata sono state effettuate anche le seguenti determinazioni:

- determinazione della massa volumica dei grani solidi (ρ_s) con il metodo del picnometro (UNI CEN ISO/TS 17892-3);
- determinazione della massa volumica dei terreni a grana fine (ρ_n) (UNI CEN ISO/TS 17892-2);
- determinazione del contenuto naturale d'acqua ($W_n\%$) espressa in percentuale mediante pesatura del campione al naturale e perdita in peso dopo essiccazione (UNI CEN ISO/TS 17892-1);
- determinazione dei limiti di liquidità e di plasticità (limiti di Atterberg) con il metodo del cono (UNI CEN ISO/TS 17892-12).

Tabella 4.1: risultati prove geotecniche di laboratorio.

Sond. n°	Camp. n°	Profondità: m	Ghiaia (%) > 2mm	Sabbia (%) 2mm-62,5µm	Limo (%) 62,5-4 µm	Argilla (%) < 4µm	ρ _s		W %	W _l %	W _p %	I _p	Grado di Plasticità	Grado di saturazione (%)
							Mg/m ³	Mg/m ³						
VE-IROM02	A	7.00 - 8.00	1	5	36	58								
	B	8.00 - 9.00		3	59	38								
	(A+B)	7.00 - 9.50						2,77	1,506	88,5	65	31	34	Plastico
VE-IROM10	A	7.70 - 8.00	1	12	45	42								
	B	8.00 - 9.00	20	12	34	34								
	(A+B)	7.70 - 9.50						2,721	1,553	79,5	58	23	35	Plastico
VE-IROM14	A	8.30 - 9.00		5	50	45								
	B	9.00 - 9.50		4	53	43								
	(A+B)	8.30 - 9.50						2,726	1,585	73,3	62	29	33	Plastico

Le analisi effettuate consentono di evidenziare come la maggior parte dei campioni appartengano alla classificazione generale delle terre limose con argilla o argilla con limo aventi frazione al passante 0.063 mm > 60%, materiali questi coesivi, plastici e molto compressibili.

5.0 ANALISI CHIMICHE DEI SEDIMENTI

Su tutti i campioni di sedimento prelevati dal fondale del canale in oggetto sono state eseguite, secondo metodiche EPA CNR IRSA/Q64 e ISO accreditate, le determinazioni sul campione tal quale previste dal Protocollo d'Intesa del Ministero dell'Ambiente del 08/04/1993, comprendenti i seguenti parametri:

- Residuo a 600°, pH e residuo a 105°;
- **Metalli:** Mercurio, Arsenico, Cadmio, Cromo, Nichel, Piombo, Rame, Zinco;
- Idrocarburi Policiclici Aromatici (**IPA**):
- Policlorobifenili (**PCB**);
- **Idrocarburi:** C>12 e C≤12;
- **Pesticidi Organoclorurati.**

I risultati delle analisi sono stati correlati nei rapporti di prova Agrolab Italia s.r.l. allegati, emessi in data 03.08.20 e nella Tabella 5.1 di seguito riportata, con i lineamenti legislativi previsti per i campioni di sedimento della Laguna di Venezia dalla Tabella 1 del Protocollo d'Intesa del Ministero dell'Ambiente del 08/04/1993 "Criteri di sicurezza ambientale per gli interventi di escavazione trasporto e reimpiego dei fanghi estratti dai canali di Venezia (art. 4, comma 6, Legge 360/91).

Tabella 5.1: Limiti di utilizzo dei sedimenti Tab. 1 - Prot. 08.04.93

ELEMENTI E COMPOSTI		Colonna A	Colonna B	Colonna C
Arsenico	mg/kg	15	25	50
Cromo	mg/kg	20	100	500
Mercurio	mg/kg	0,5	2	10
Nichel	mg/kg	45	50	150
Piombo	mg/kg	45	100	500
Rame	mg/kg	40	50	400
Zinco	mg/kg	200	400	3000
Sommatoria IPA	mg/kg	1	10	20
Policlorobifenili (PCB)	mg/kg	0,01	0,2	2
Sommatoria C<12 e C>12	mg/kg	30	500	4000
Somm. pesticidi organoclorurati	mg/kg	0,001	0,02	0,5
Arsenico	mg/kg	15	25	50

Nella tabella riassuntiva allegata sono stati evidenziati a colori i superamenti di Tabella 1 del Protocollo 1993 in particolare in colore giallo gli elementi che superano i valori riportati in colonna A, in colore arancione gli elementi che superano i valori riportati in colonna B ed in colore rosso gli elementi che superano i valori riportati in colonna C.

Sono stati riportati nella Tabella 5.2 di seguito allegata i soli superamenti di Tabella 1 del Protocollo 1993, unitamente alla classificazione di ciascun campione analizzato, in considerazione del fatto che è ammesso per un unico parametro un superamento del 10% del limite fissato dalla Tabella 5.1.

Tabella 5.2: Superamenti di Tabella 1 del Protocollo 1993.

					SVE-IROM-1-A 9,40-10,00 m	SVE-IROM-1-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-2-A 9,50-10,00 m	SVE-IROM-2-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-3-A 9,50-10,00 m	SVE-IROM-3-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-4-A 9,40-10,00 m
Parametro	A	B	C	U.M.	C	C	C	C	C	oltre C	C
Mercurio	0,5	2	10	mg/kg	1,46	1,76	1,17	1,26	1,38		1,23
Arsenico	15	25	50	mg/kg		15,8				126	18
Cadmio	1	5	20	mg/kg	1,98	2,68	1,54	2,52	1,56	21,6	1,96
Cromo	20	100	500	mg/kg	20,7	22,9	21,2	22,3		24	21,7
Nichel	45	50	150	mg/kg							
Piombo	45	100	500	mg/kg							
Rame	40	50	400	mg/kg	57	64	56	63	60	469	70
Zinco	200	400	3000	mg/kg	338	430	303	436	315	4150	402
Somm. IPA	1	10	20	mg/kg	1		1,5			27	
Policlorobifenili (PCB)	0,01	0,2	2	mg/kg	0,026	0,015		0,017	0,018		0,027
Idrocarburi (somm. C<12 e C>12)	30	500	4000	mg/kg	82	163	172	71	52	2370	98
Somm. Pesticidi organoclorurati	0,001	0,02	0,5	mg/kg	0,0018	0,0035	0,004	0,0024	0,0018		0,0016

					SVE-IROM-4-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-5-A 9,40-10,00 m	SVE-IROM-5-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-6-A 9,30-10,00 m	SVE-IROM-6-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-7-A 9,60-10,00 m	SVE-IROM-7-B 10,00-10,50 m
Parametro	A	B	C	U.M.	oltre C	oltre C	oltre C	C	C	C	C
Mercurio	0,5	2	10	mg/kg	2,52	2,57	2,96	1,29	1,18	1,26	1,25
Arsenico	15	25	50	mg/kg	70	97	121	16,3			
Cadmio	1	5	20	mg/kg	10	18,2	21,2	3,15	2,5	1,57	2,09
Cromo	20	100	500	mg/kg	22,2	21,8	22	22	22,7		21
Nichel	45	50	150	mg/kg							
Piombo	45	100	500	mg/kg							
Rame	40	50	400	mg/kg	351	429	524	66	62	60	66
Zinco	200	400	3000	mg/kg	2430	3460	4170	530	466	316	392
Somm. IPA	1	10	20	mg/kg	9,8	18	25	1,3			1,5
Policlorobifenili (PCB)	0,01	0,2	2	mg/kg				0,024	0,019	0,013	0,018
Idrocarburi (somm. C<12 e C>12)	30	500	4000	mg/kg	1550	2840	7440	126	192	140	140
Somm. Pesticidi organoclorurati	0,001	0,02	0,5	mg/kg	0,0067			0,0014	0,0024	0,0012	0,0029

					SVE-IROM-8-A 9,70-10,00 m	SVE-IROM-8-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-9-A 9,50-10,00 m	SVE-IROM-9-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-10-A 9,80-10,00 m	SVE-IROM-10-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-11-A 10,00-10,50 m
Parametro	A	B	C	U.M.	C	C	C	C	C	C	C
Mercurio	0,5	2	10	mg/kg	1,24	1,25	1,25	1,59	1,37	1,48	1,22
Arsenico	15	25	50	mg/kg							
Cadmio	1	5	20	mg/kg	1,7	1,8	1,53	2,77	1,73	1,72	2,14
Cromo	20	100	500	mg/kg		20,4	20,3	21,7	21,5	21,9	
Nichel	45	50	150	mg/kg							
Piombo	45	100	500	mg/kg							
Rame	40	50	400	mg/kg	67	62	62	62	68	66	60
Zinco	200	400	3000	mg/kg	348	349	358	479	401	396	398
Somm. IPA	1	10	20	mg/kg				1,9			3,3
Policlorobifenili (PCB)	0,01	0,2	2	mg/kg	0,014	0,017	0,015	0,021	0,013	0,018	0,016
Idrocarburi (somm. C<12 e C>12)	30	500	4000	mg/kg	165	149	219	218	142	224	209
Somm. Pesticidi organoclorurati	0,001	0,02	0,5	mg/kg		0,002		0,0041	0,0016		0,0034

					SVE-IROM-12-A 9,30-10,00 m	SVE-IROM-12-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-13-A 9,30-10,00 m	SVE-IROM-13-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-14-A 9,30-10,00 m	SVE-IROM-14-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-15-A 9,30-10,00 m
Parametro	A	B	C	U.M.	C	C	C	C	C	C	C
Mercurio	0,5	2	10	mg/kg	1,53	1,57	1,53	3,94	1,6	4,29	1,28
Arsenico	15	25	50	mg/kg		16,2	15,1	25,4	17,4	51,4	15,4
Cadmio	1	5	20	mg/kg	2,58	2,85	2,73	10,3	4,71	19,4	2,37
Cromo	20	100	500	mg/kg	22	22,4	21,3	21,8	21	23,1	23
Nichel	45	50	150	mg/kg							
Piombo	45	100	500	mg/kg							
Rame	40	50	400	mg/kg	66	73	68	93	69	123	65
Zinco	200	400	3000	mg/kg	431	452	395	1050	640	1090	441
Somm. IPA	1	10	20	mg/kg		1,2	1,4	14	3,5	8,1	
Policlorobifenili (PCB)	0,01	0,2	2	mg/kg	0,022	0,025	0,02	0,04	0,039	0,075	0,021
Idrocarburi (somm. C<12 e C>12)	30	500	4000	mg/kg	86	116	87	1250	195	991	81
Somm. Pesticidi organoclorurati	0,001	0,02	0,5	mg/kg	0,0015	0,0015			0,0021		0,0013

					SVE-IROM-15-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-16-A 9,40-10,00 m	SVE-IROM-16-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-17-A 9,70-10,00 m	SVE-IROM-17-B 10,00-10,50 m	SVE-IROM-18-A 9,40-10,00 m	SVE-IROM-18-B 10,00-10,50 m
Parametro	A	B	C	U.M.	C	C	C	C	C	oltre C	oltre C
Mercurio	0,5	2	10	mg/kg	1,43	1,38	1,55	1,44	1,5	2,88	0,73
Arsenico	15	25	50	mg/kg	15,8		15,2	15,5	15,5	75	22,6
Cadmio	1	5	20	mg/kg	3,28	1,98	2,27	3,14	3,76	15,3	6,6
Cromo	20	100	500	mg/kg	23,7	20,5	21,2	23,3	23,6	22,7	
Nichel	45	50	150	mg/kg							
Piombo	45	100	500	mg/kg							
Rame	40	50	400	mg/kg	64	64	66	63	67	336	88
Zinco	200	400	3000	mg/kg	498	382	418	521	620	3120	1560
Somm. IPA	1	10	20	mg/kg		1	3,5	1,2	1,4	20	40
Policlorobifenili (PCB)	0,01	0,2	2	mg/kg	0,021	0,016	0,024	0,032	0,03		
Idrocarburi (somm. C<12 e C>12)	30	500	4000	mg/kg	92	114	233	81	122	1080	770
Somm. Pesticidi organoclorurati	0,001	0,02	0,5	mg/kg	0,0019	0,0035	0,0026	0,0027	0,0037		

6.0 CONCLUSIONI

I risultati dell'indagine condotta mediante il campionamenti dei sedimenti in corrispondenza dei punti carotati e le successive analisi chimiche di laboratorio, condotte in accordo ai lineamenti legislativi previsti per i campioni di sedimento della Laguna di Venezia dal Protocollo d'Intesa del Ministero dell'Ambiente del 08/04/1993 "Criteri di sicurezza ambientale per gli interventi di escavazione trasporto e reimpiego dei fanghi estratti dai canali di Venezia (art. 4, comma 6, Legge 360/91), sono stati riassunti in Tabella 5.2, ove sono riportati unicamente i superamenti di Tabella 1 del Protocollo 1993, considerando l'ammissibilità per un unico parametro di un superamento del 10%.

Si evidenzia che:

- n° 29 campioni risultano conformi ai valori della colonna C di Tabella 1 al Prot. 08.04.93;
- i restanti n° 6 campioni sono risultati oltre colonna C di Tabella 1 al Prot.

08.04.93 (SVE-IROM-3-B, SVE-IROM-4-B, SVE-IROM-5-A, SVE-IROM-5-B, SVE-IROM-18-A, SVE-IROM-18-B).

I principali elementi e composti che hanno superato la colonna C sono costituiti da:

- **Arsenico** con concentrazioni tra 51 mg/kg e 126 mg/kg contro un limite di 50 mg/kg,
- **Cadmio** con concentrazioni tra 21.2 mg/kg e 21.6 mg/kg contro un limite di 20 mg/kg,
- **Rame** con concentrazioni tra 429 mg/kg e 524 mg/kg contro un limite di 400 mg/kg,
- **Zinco** con concentrazioni tra 3120 mg/kg e 4170 mg/kg contro un limite di 3000 mg/kg,
- sommatoria Idrocarburi Policiclici Aromatici **IPA** con concentrazioni tra 20 mg/kg e 40 mg/kg contro un limite di 20 mg/kg,
- **Idrocarburi totali** con concentrazioni di 7440 mg/kg contro un limite di 4000 mg/kg.

dott. geologo
Diego Mortillaro





AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE
DEL MARE ADRIATICO SETTENTRIONALE
PORTI DI VENEZIA E CHIOGGIA



DIREZIONE TECNICA

APPALTO PER IL SERVIZIO DI ESECUZIONE DI CAROTAGGI DA PONTONE, PRELIEVO ED ANALISI DI CAMPIONI DI SEDIMENTO SECONDO PROTOCOLLO 1993

CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA IROM IN CANALE VITTORIO EMANUELE III A PORTO MARGHERA

CAMPAGNA 2020

COROGRAFIA

ESECUTORI
GEOTECNICA VENETA s.r.l.
Dott. Geol. Diego Mortillaro
in A.T.I. con

AGROLAB ITALIA s.r.l.
Dott.ssa Anna Pagliani

REFERENTI APV
Dott.ssa M. Citron
Geom. A. Favaro

DIRETTORE TECNICO E RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO
Ing. A. Menin



CODICE PROGETTO APV

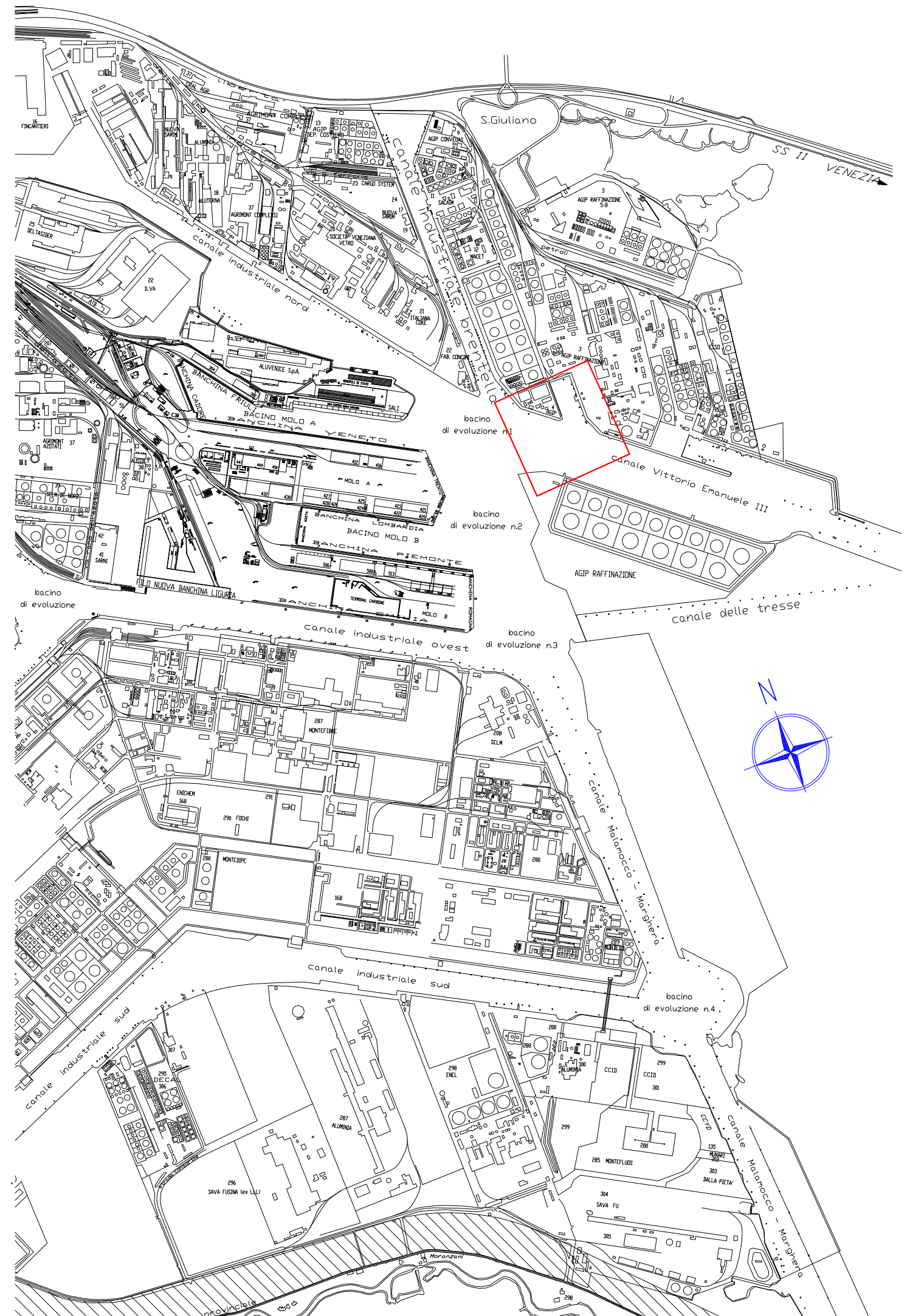
CODICE DOCUMENTO

Elab.1-Tav.1-20/020-MG-IROM

SCALA

1:20.000

rev	data	descrizione	redatto	controllato	approvato
0	08/08/2020				
1					
2					
3					





AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE
DEL MARE ADRIATICO SETTENTRIONALE
PORTI DI VENEZIA E CHIOGGIA



DIREZIONE TECNICA

APPALTO PER IL SERVIZIO DI ESECUZIONE DI
CAROTAGGI DA PONTONE, PRELIEVO ED ANALISI
DI CAMPIONI DI SEDIMENTO SECONDO
PROTOCOLLO 1993

CARATTERIZZAZIONE DELL'AREA IROM IN CANALE
VITTORIO EMANUELE III A PORTO MARGHERA

CAMPAGNA 2020

PLANIMETRIA

ESECUTORI
GEOTECNICA VENETA s.r.l.
Dott. Geol. Diego Mortillaro
in A.T.I. con
AGROLAB ITALIA s.r.l.
Dott.ssa Anna Pagliani



REFERENTI APV
Dott.ssa M. Citron
Geom. A. Favaro

DIRETTORE TECNICO E RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO
Ing. A. Menin

CODICE PROGETTO APV

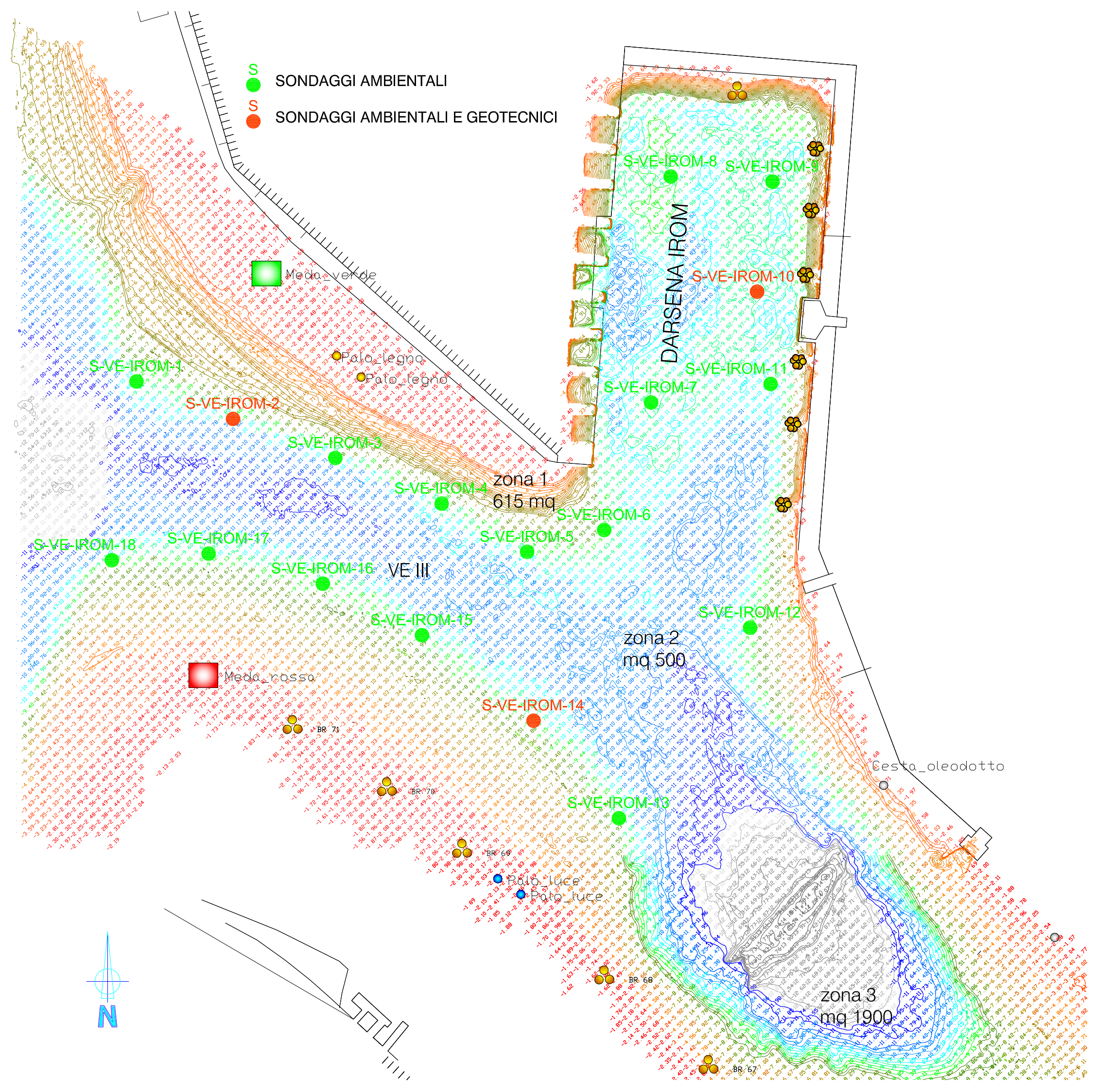
CODICE DOCUMENTO

Elab.1-Tav.2-20/020-MG-IROM

SCALA

1:1.500

rev	data	descrizione	redatto	controllato	approvato
0	08/08/2020				
1					
2					
3					



SONDAGGI GEOGNOSTICI - AMBIENTALI

GEOTECNICA VENETA S.r.l.

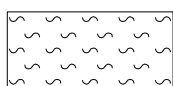
Via Dosa 26/A - 30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
www.geotecnicaveneta.it - e-mail gv@geotecnicaveneta.it
C.Fiscale - P.Iva - 01657520274 del Registro Imprese di
Venezia REA n. 176883 - Capitale Sociale €. 10.200,00

LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001

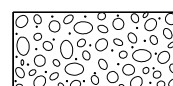


AZIENDA CON SISTEMA
DI QUALITA' CERTIFICATO

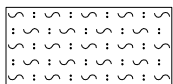
SIMBOLOGIA GRAFICA PER LE TERRE E PER GLI AMMASSI ROCCIOSI



Limo



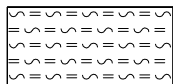
Ghiaia con sabbia



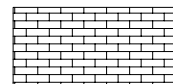
Limo sabbioso



Marna



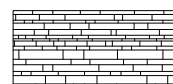
Limo argilloso



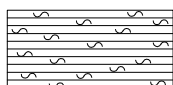
Calcere



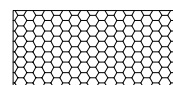
Argilla



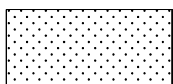
Arenaria



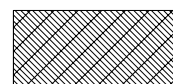
Argilla limosa



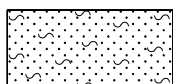
Rocce ignee effusive



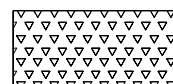
Sabbia



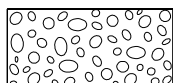
Basalto



Sabbia limosa



Tufo



Ghiaia




Torba

GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it


LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001

SONDAGGIO N° VE-IROM-1				COMMITTENTE: ADSPV				CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG				Data esecuzione: 16/07/20				Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare				Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P				Operatore: Zorzetto F.	
Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-1				Rev. 0.0 del 31/07/20				Elaborato D.R.		Controllato D.M.	
Prof. in m.		Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa			
Prog.	Parz.		Tipo	n°					Prof.		
0.00											
	9.40					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 9.40					
	9.40			9.40		Argilla grigio scuro - nerastra, con raro tritume conchigliare.	<10	<5			
	0.65		A*	10.00			<10	<5			
	10.05		B*	10.00		Limo con argilla grigio scuro - nerastro, con rari frammenti di gusci di bivalvi.	<10	<5			
	0.55			10.50			<10	<5			
	10.60										
						SCALA PROFONDITA' 1:50					
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO						NOTE :					
CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -9.40 e m. -10.60											
CAROTIERE: tra m. e m.											
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.											
ASTE Ø 76 mm.											
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0											

GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it


LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001

SONDAGGIO N° VE-IROM-2		COMMITTENTE: ADSPV		CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG		Data esecuzione: 16/07/20		Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare		Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P			
Operatore: Zorzetto F.		Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-2		Rev. 0.0 del 31/07/20			
Elaborato D.R.		Controllato D.M.					
Prof. in m.	Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa
Prog.	Parz.	Tip	n°	Prof.			
0.00							
9.50					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 9.50		
9.50		▲*	A	9.50	Argilla limosa grigio scuro - nerastra.	<10	<5
0.80		▲		10.00		<10	<5
-10.30		▲*	B	10.50	Limo argilloso grigio scuro.	<10	<5
0.50							
-10.80					Argilla debolmente limosa grigio scura, con rare lenti sabbiose. (Materiale con odore di idrocarburi).	10	5
-11.00							
SCALA PROFONDITA' 1:50							
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -9.50 e m. -11.00 CAROTIERE: tra m. e m.					NOTE :		▲ Campione indisturbato (Q5) ▲ Campione rimaneggiato (Q3) * Campione per componenti volatili in contenitori vial ● Campione medio per analisi chimiche in contenitori di vetro
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.							
ASTE Ø 76 mm.							
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0							

GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it


LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001

SONDAGGIO N° VE-IROM-3		COMMITTENTE: ADSPV		CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG		Data esecuzione: 16/07/20		Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare		Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P			
Operatore: Zorzetto F.		Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-3		Rev. 0.0 del 31/07/20			
Elaborato D.R.		Controllato D.M.					
Prof. in m.	Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa
Prog.	Parz.	Tipo	n°	Prof.			
0.00							
9.50					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 9.50		
9.50	0.60		A	9.50	Argilla grigio scura, grigio - nocciola al tetto (cm 5), con rari gusci di bivalvi, abbondanti tra m 9.95 e m 10.10. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
10.10	0.60		B	10.00	Argilla limosa grigio scura - nerastra, con rari punti di sostanze organiche vegetali ed un frammento di cotto a m 10.45. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
10.70				10.50		<10	<5
					SCALA PROFONDITA' 1:50		
							
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -9.50 e m. -10.70 CAROTIERE: tra m. e m.					NOTE :		<input type="checkbox"/> Campione indisturbato (Q5) <input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato (Q3) <input type="checkbox"/> Campione per componenti volatili in contenitori vial <input type="checkbox"/> Campione medio per analisi chimiche in contenitori di vetro
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.							
ASTE Ø 76 mm.							
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0							

GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it






LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001

SONDAGGIO N° VE-IROM-5		COMMITTENTE: ADSPV		CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG		Data esecuzione: 16/07/20		Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare		Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P			
Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-5		Rev. 0.0 del 31/07/20		Elaborato D.R.			
Operatore: Zorzetto F.		Controllato D.M.					
Prof. in m.	Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa
Prog.	Parz.	Tipo	n°	Prof.			
0.00							
					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 9.40		
9.40							
-9.40	0.35		A	9.40	Argilla nerastra. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
-9.75	0.70		B	10.00	Limo argilloso grigio scuro - nerastro. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
-10.45	0.15			10.50	Limo argilloso debolmente sabbioso nerastro, con rari punti di sostanze organice vegetali. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
-10.60							
					SCALA PROFONDITA' 1:50		
							
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -9.40 e m. -10.60 CAROTIERE: tra m. e m.					NOTE :		
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.					<input type="checkbox"/> Campione indisturbato (Q5)		
ASTE Ø 76 mm.					<input type="checkbox"/> Campione rimaneggiato (Q3)		
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0					<input type="checkbox"/> Campione per componenti volatili in contenitori vial		
					<input type="checkbox"/> Campione medio per analisi chimiche in contenitori di vetro		

GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it

LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001

SONDAGGIO N° VE-IROM-6		COMMITTENTE: ADSPV		CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG		Data esecuzione: 16/07/20		Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare		Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P			
Operatore: Zorzetto F.		Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-6		Rev. 0.0 del 31/07/20			
Elaborato D.R.		Controllato D.M.					
Prof. in m.	Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa
Prog.	Parz.	Tipo	n°	Prof.			
0.00							
9.30					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 9.30		
9.30				9.30	Argilla grigio scura - nerastra, grigio - nocciola al tetto, con gusci di bivalvi nella parte alta fino a m 9.45. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
9.80			A	9.30	Argilla con limo grigio scura - nerastra. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
9.80			B	10.00		<10	<5
10.50				10.50		<10	<5
SCALA PROFONDITA' 1:50							
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -9.30 e m. -10.50 CAROTIERE: tra m. e m.					NOTE :		<ul style="list-style-type: none">  Campione indisturbato (Q5)  Campione rimaneggiato (Q3)  Campione per componenti volatili in contenitori vial  Campione medio per analisi chimiche in contenitori di vetro
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.							
ASTE Ø 76 mm.							
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0							

GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it

LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001

SONDAGGIO N° VE-IROM-9		COMMITTENTE: ADSPV			CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG		Data esecuzione: 18/07/20			Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare		Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P		Operatore: Zorzetto F.		
Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-9				Rev. 0.0 del 31/07/20		Elaborato D.R.	Controllato D.M.	
Prof. in m.		Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa
Prog.	Parz.		Tipo	n°				
0.00								
	9.50					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 9.50		
	9.50				9.50	Argilla grigio scura, limosa da m 9.90. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
			A		10.00		<10	<5
	1.40				10.50		<10	<5
			B				20	5
	-10.90						30	10
						SCALA PROFONDITA' 1:50		
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -9.50 e m. -10.90 CAROTIERE: tra m. e m.						NOTE :		<ul style="list-style-type: none"> Campione indisturbato (Q5) Campione rimaneggiato (Q3) Campione per componenti volatili in contenitori vial Campione medio per analisi chimiche in contenitori di vetro
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.								
ASTE Ø 76 mm.								
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0								



GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it

LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001


SONDAGGIO N° VE-IROM-11		COMMITTENTE: ADSPV		CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG		Data esecuzione: 18/07/20		Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare		Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P			
Operatore: Zorzetto F.		Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-11		Rev. 0.0 del 31/07/20			
Elaborato D.R.		Controllato D.M.					
Prof. in m.	Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa
Prog.	Parz.	Tipo	n°	Prof.			
0.00							
10.00					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 10.00		
-10.00				10.00	Argilla grigio scura, con un livello (cm 5) di argilla grigio chiara a m 10.55 (Pen. 70 kPa; Tor. 25 kPa). (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
0.80				10.50		<10	<5
-10.80							
					SCALA PROFONDITA' 1:50		
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -10.00 e m. -10.80 CAROTIERE: tra m. e m.					NOTE :		■ Campione indisturbato (Q5) ▲ Campione rimaneggiato (Q3) * Campione per componenti volatili in contenitori vial ● Campione medio per analisi chimiche in contenitori di vetro
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.							
ASTE Ø 76 mm.							
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0							



GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it






LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001

SONDAGGIO N° VE-IROM-14		COMMITTENTE: ADSPV		CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG		Data esecuzione: 17/07/20		Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare		Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P			
Operatore: Zorzetto F.		Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-14		Rev. 0.0 del 31/07/20			
Elaborato D.R.		Controllato D.M.					
Prof. in m.	Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa
Prog.	Parz.	Tipo	n°	Prof.			
0.00							
9.30					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 9.30		
-9.30				9.30	Argilla nerastra debolmente limosa alla base, con rari frammenti di conchiglie e gusci di bivalvi nella parte alta e rari punti di sostanze organiche vegetali nella parte bassa. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
0.95		▲	A	10.00		<10	<5
-10.25		▲*	B	10.50	Argilla debolmente limosa grigio scura - nerastra, con veli di sostanze organiche vegetali da m 10.35. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5
-10.60							
					SCALA PROFONDITA' 1:50		
							
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -9.30 e m. -10.60 CAROTIERE: tra m. e m.					NOTE : <ul style="list-style-type: none"> ▲ Campione indisturbato (Q5) ▲ Campione rimaneggiato (Q3) * Campione per componenti volatili in contenitori vial ● Campione medio per analisi chimiche in contenitori di vetro 		
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.							
ASTE Ø 76 mm.							
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0							

GEOTECNICA VENETA S.r.l.

Via Dosa 26/A
30030 Olmo di Martellago (Ve)
Tel. 041/908157 - Fax. 041/908905
e-mail gv@geotecnicaveneta.it

LABORATORIO AUTORIZZATO DAL MINISTERO DELLE
INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI ALL'ESECUZIONE E
CERTIFICAZIONE DI:
- PROVE SU TERRE
AI SENSI DELL'ART. 59 D.P.R. n. 380/2001
AZIENDA CON SISTEMA DI QUALITA' CERTIFICATO ISO 9001

SONDAGGIO N° VE-IROM-15			COMMITTENTE: ADSPV			CANTIERE: P.TO MARGHERA (VE)			
Pratica: P20/020-MG			Data esecuzione: 16/07/20			Sperimentatore: Dott. Geol. Mortillaro D.			
Quota: 0.00 m		Riferita a: Livello Medio Mare		Attrezzatura: CO.ME.TRIA tipo P.CO.1P		Operatore: Zorzetto F.			
Documento n. 20/020-MG/S-VE-IROM-15			Rev. 0.0 del 31/07/20		Elaborato D.R.		Controllato D.M.		
Prof. in m.		Stratigrafia	CAMPIONI		%Carot.	DESCRIZIONE E CLASSIFICAZIONE DEL TERRENO (UNI EN ISO 14688-1)	PEN. kPa	TOR. kPa	
Prog.	Parz.		Tipo	n°					Prof.
0.00									
	9.30					BATTENTE D'ACQUA (L.M.M.) = m. 9.30			
	9.30			9.30		Argilla a tratti debolmente limosa grigio scura, con gusci di bivalvi nella parte alta fino a m. 9.55. (Materiale con odore di idrocarburi).	<10	<5	
	1.20			10.00			<10	<5	
				10.50			<10	<5	
	10.50								
						SCALA PROFONDITA' 1:50			
									
PERFORAZIONE A CAROTAGGIO CONTINUO CAROTIERE: SEMPLICE Ø 101 mm. CON FUSTELLA IN PVC Ø 82 mm. INCORPORATA tra m. -9.30 e m. -10.50 CAROTIERE: tra m. e m.						NOTE :		<ul style="list-style-type: none">  Campione indisturbato (Q5)  Campione rimaneggiato (Q3)  Campione per componenti volatili in contenitori vial  Campione medio per analisi chimiche in contenitori di vetro 	
TUBI DI RIVESTIMENTO Ø mm. tra m. e m.									
ASTE Ø 76 mm.									
CASSETTE CATALOGATRICI N°: 0									

