PROGETTO DEFINITIVO

RIO MELARA - INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO AREA SIMAN - VIA DEL MOLO

Città della Spezia

Autorità di Sistema Portuale del Mar Ligure Orientale
Porto di La Spezia e
Marina di Carrara

La Spezia Container Terminal

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

CODICE ELABORATO

23 01 PD 004 01

Rev.	Data	Causale
0	02/03/2023	Emissione
1	04/04/2023	Modifica cartiglio
2		

IL PROGETTISTA

Modimar Project S.r.l.
Via Asmara, 72 - 00199 Roma (RM)
P. IVA 16016151009

GES - Geotechnital Engineering Service S.r.l.
Via Sandro Totti, 7/A - 60131 Ancona (AN)
P. IVA 02528430420

GeoEquipe - Studio Tecnico Associato
Via Sandro Pertini, 55 - 62029 Tolentino (MC)
P. IVA 00817500432

IL CONSULENTE PER LA PARTE IDRAULICA

HYDRODATA S.p.a.
Via Pomba 23 - 10123 Torino (TO)
P. IVA 01735260018

Dimensioni foglio: A4

Redatto:	Controllato:	Approvato:
Vita	Sanzone	Tartaglini

Note:

SOMMARIO

1 PREMESSA 4
2 NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO 5
3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO 6
4 BIBLIOGRAFIA 6
5 PRESTAZIONI RICHIESTE ALLE OPERE 7
6 RELAZIONE SUI MATERIALI 8
6.1 .....CALCESTRUZZO 8
6.2 .....ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO 9
6.1 .....MALTA PER MICROPALI 9
6.2 .....ACCIAIO PER TUBOLARI DI ARMATURA MICROPALI E -PUNTONI PROVVISORI 9
7 STATO DEI LUOGHI 10
8 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO 11
8.1 .....FASI COSTRUTTIVE 13
9 CAMPAGNE DI INDAGINE GEOTECNICA 15
9.1 .....INDAGINI PREGRESSE 15
9.1.1 Indagini 2000 (Linea Ferroviaria merci la Spezia Marittima) 15
9.1.2 Indagini per la progettazione del Nuovo Terminal Ravano 17
9.2 .....CAMPAGNA DI INDAGINI 2023 20
10 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO 22
10.1 ...INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL'AREA 22
10.2 ...RICONOSCIMENTO UNITÀ GEOTECNICHE 23
10.3 ...SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE SIGNIFICATIVE 25
11 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE 26
11.1 ...PROVE IN SITO 27
11.1.1 DPSH 27
11.1.2 CPTu 29
11.2 ...PROVE IN LABORATORIO 30
11.2.1 Composizione granulometrica 30
11.2.2 Peso specifico dei grani e peso dell'unità di volume 31
11.2.3 Contenuto d'acqua naturale 33
11.2.4 Limiti di Atterberg 36

11.2.5 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Efficaci 38
11.2.6 Caratteristiche di deformabilità 40
11.2.7 Coefficiente di consolidazione e permeabilità 42
11.3 …QUADRO SINOTTICO DI RIFERIMENTO 44
11.4 …PARAMETRI ADOTTATI NELLE CALCOLAZIONI (VALORI CARATTERISTICI) 45
12 SICUREZZA DELL'OPERA 47
12.1 …QUADRO NORMATIVO 47
12.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV) 48
12.1.2 Approcci e combinazioni utilizzate per le verifiche 50
12.1.3 Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD): quantificazione dei limiti 50
12.2 …AZIONI SULLE OPERE 51
12.2.1 Azioni Sismiche (E) 52
12.2.2 Sovraccarico Piazzale (q_1) 59
12.2.3 Mezzi d'opera 60
12.2.4 Peso dello Scatolare (g) 60
12.2.5 Combinazione delle Azioni 61
13 ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO 63
13.1 …IL MODELLO COSTITUTIVO HARDENING SOIL MODEL: CARATTERISTICHE PRINCIPALI 64
13.2 …MODELLO GEOTECNICO DEL CANALE 67
13.3 …RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE 73
13.3.1 Risultati delle analisi di sicurezza e funzionalità in fase costruttiva 73
13.3.2 Risultati delle analisi agli stati limite ultimi statici SLU e sismici SLV 77
13.3.3 Risultati delle Analisi agli stati limite di esercizio SLE/SLD 79
14 VERIFICHE GEOTECNICHE 81
14.1 …STABILITÀ GLOBALE 81
14.2 …VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI SPOSTAMENTI INDOTTI SULLE COSTRUZIONI ADIACENTI 83
14.3 …VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI 86
14.3.1 Sifonamento in fase costruttiva 86
14.3.2 Sollevamento dello scatolare in fase di esercizio 87
15 VERIFICHE STRUTTURALI 88
15.1 …DURABILITÀ DELLE OPERE 88
15.1.1 Acciai (Corrosione) 88

15.1.2 Calcestruzzi (Classe di esposizione e copriferro) 90
15.2 ...VERIFICA STRUTTURALE DEI MICROPALI 90
15.2.1 Taglio 91
15.2.2 Flessione 92
15.2.1 Verifica allo stato limite di apertura delle fessure 93
15.2.2 Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio 93
15.1 ...VERIFICA STRUTTURALE DEL PUNTONE IN ACCIAIO 94
15.1.1 Compressione 94
15.1.2 Stabilità 95
16 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO 97
17 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI 98
18 ALLEGATI 99
18.1 ...ALLEGATO 1: VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO PLAXIS 2D. 99
18.2 ...ALLEGATO 2: MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITU. 105

1 PREMESSA

Il presente documento sviluppa la progettazione definitiva delle opere necessarie alla Canalizzazione del fosso Melara nella zona retrostante all'area Portuale, a potenziamento dell'attuale canalizzazione interrata.

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di un nuovo canale all'aperto in potenziamento idraulico dell'attuale tracciato del Rio Melara, che nell'area di intervento è costituito da una tubazione interrata DN1800 con imbocco a partire da una vasca di calma esistente e sbocco in un canale a cielo aperto verso mare; oltre al nuovo canale è prevista anche la realizzazione di una nuova vasca di calma di valle.

Il documento risulta organizzato nei seguenti capitoli:

- Capitolo 2:NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO
- Capitolo 3: DOCUMENTI DI RIFERIMENTO
- Capitolo 4: BIBLIOGRAFIA
- Capitolo 5: PRESTAZIONI RICHIESTE
- Capitolo 6: RELAZIONE SUI MATERIALI
- Capitolo 7: STATO DEI LUOGHI
- Capitolo 8: DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO
- Capitolo 9: CAMPAGNE DI INDAGINE GEOTECNICA
- Capitolo 10: MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO
- Capitolo 11: CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE
- Capitolo 12: SICUREZZA DELL'OPERA
- Capitolo 13: ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO
- Capitolo 14: VERIFICHE GEOTECNICHE
- Capitolo 15:VERIFICHE STRUTTURALI
- Capitolo 16: CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO
- Capitolo 17: ORIGINE e CARATTERISTICHE dei CODICI di CALCOLO UTILIZZATI
- Capitolo 18: ALLEGATI.

2 NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

- DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 "NTC 2018" (G.U. 20 febbraio 2018 n.42, supplemento ordinario n.8);
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7/C.S.LL.PP "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018";
- Legge 5 novembre 1971, n.1086 "*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica*";
- UNI EN 1992-1-1:2005 – Eurocodice2 - *Progettazione delle strutture in calcestruzzo–Parte 1-1* e relativa Appendice Nazionale;
- EN 1997-1:2004: Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules
- ACI 318: *Building Code Requirements for Structural Concrete* (American Concrete Institute).

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- 23_01_PD_R003: Relazione geologica e di indagini geognostiche e geotecniche
- 23_01_PD_R004: Prove geotecniche di laboratorio
- Relazione sulla campagna di indagini geognostiche eseguite per la realizzazione del fascio merci la Spezia marittima PE (Geol. Iacopo de Nobili, 7 febb.2001)

4 BIBLIOGRAFIA

- Westergaard, H.M., 1933. Water pressure on dams during earthquakes. Transactions of ASCE 9, 418-472;
- Matuo, H., O-Hara, S., 1965, Dynamic pore water pressure acting on quay walls during earth-quakes;
- Matsuzawa, H., Ishibashi, I., Kawamura, M., 1985. Dynamic Soil and Water Pressures of submerged soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111, n.10.
- Clough. G.W. and O'Rourke T.D. 1990, Construction induced movements of insitu walls. Speciality Conference on Design and performance of Earth Retaining Structures, pages 439-470;
- Viggiani,C. , 2014, Fondazioni, Hevelius edizioni, ISBN 88-86977-12-3
- Nunziata, V. 2014, Teoria e pratica delle strutture in acciaio, Dario Flaccovio Editore, ISBN 978-88-579-0065-0
- Coppola, L., 2007, Concretum, McGraw-Hill Companies srl, ISBN 978-88-386-6465-6
- Plaxis 2D-Reference manual (March 07, 2022)
- Plaxis 2D-Material models manual (March 04, 2021)

5 PRESTAZIONI RICHIESTE ALLE OPERE

Le prestazioni richieste alle opere di sostegno in esame discendono dalle caratteristiche geometriche e plano – altimetriche definite nel progetto idraulico del nuovo canale e dalla classificazione dell'opera secondo la vigente Normativa:

- Fondo alveo: da -0,44 a -0,52 m da l.m.m. (monte - valle)
- Fondo-scavo di progetto: da -1,10 a -1,15 m dal l.m.m. (monte – valle)
- Fondo-scavo di calcolo: -1,55 m dal l.m.m
- Quota piazzali esistenti: +2,00 m da l.m.m.
- Azione sismica valutata per la Classe d'Uso II, Vita Nominale 50 anni

6 RELAZIONE SUI MATERIALI

6.1 CALCESTRUZZO

Le componenti strutturali in calcestruzzo armato saranno realizzate utilizzando un calcestruzzo di classe minima C35/45 (Classe di esposizione XS2) avente le seguenti caratteristiche prestazionali a 28 giorni di maturazione (NTC 2018, §11.2.10):

- Resistenza a compressione, caratteristica (cilindrica): f_{ck}= 35 MPa
- Resistenza a compressione, valore di calcolo f_{cd} = 19,8 MPa
- Resistenza a compressione, caratteristica (cubica): R_{ck}= 45 MPa
- Resistenza a compressione, valore medio: $f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 43 MPa
- Resistenza a trazione, valore medio: $f_{ctm} = 0{,}30\ f_{ck}^{2/3}$ = 3,2 MPa
- Resistenza a trazione, valore caratteristico: $f_{ctk} = 0{,}70\ f_{ctm}$ = 2,25 MPa
- Resistenza a trazione, valore di calcolo f_{ctd} = 1,50 MPa
- Modulo di Young: $E_{cm,28}$ = 34.077 MPa

Nel calcolo delle resistenze di progetto, a trazione e a compressione, i rispettivi valori caratteristici sono parzializzati con il fattore γ_c = 1,50. Il valore di calcolo della resistenza a compressione è stato determinato tenendo in conto del fattore di riduzione per effetti di lunga durata α_{cc} = 0,85.

Per il diagramma tensione – deformazione è stato adottato il modello costitutivo "parabola – rettangolo", rappresentato nella figura seguente.

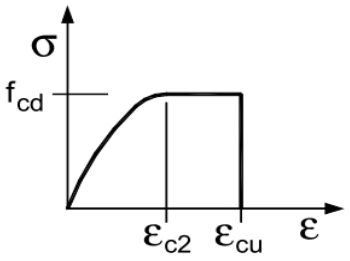


Figura 6.1 Diagramma tensione – deformazione del calcestruzzo

I valori considerati per le deformazioni del diagramma di cui alla figura precedente sono:

ε_{c2} = 0.20%

ε_{cu} = 0.35%

6.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

L'acciaio impiegato per la realizzazione delle opere di c.a. è del tipo B450C ed è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura:

- Tensione di snervamento, valore nominale, caratteristico $f_{yk,nom,}$ = 450 MPa
- Tensione di rottura, valore caratteristico f_{tk} = 540 MPa
- Modulo di Young E = 210.000 MPa

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato un modello σ-ε elastico perfettamente plastico secondo lo schema di Figura 6.2.

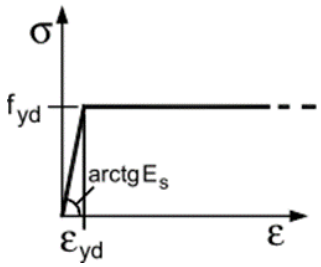


Figura 6.2 Diagramma tensione – deformazione dell'acciaio

La deformazione di snervamento considerata nei calcoli è pari a ε_{yd} = 0.2 %.

6.1 MALTA PER MICROPALI

Per il getto a gravità dei micropali si utilizzerà una malta cementizia superfluida (S5) di classe di resistenza minima C25/30 avente le seguenti caratteristiche meccaniche minime a 28 giorni di maturazione:

- Resistenza a compressione, caratteristica (cilindrica): f_{ck}= 25 MPa
- Resistenza a compressione, caratteristica (cubica): R_{ck}= 30 MPa

6.2 ACCIAIO PER TUBOLARI DI ARMATURA MICROPALI E -PUNTONI PROVVISORI

L'acciaio utilizzato sarà di qualità S355 avente le seguenti proprietà meccaniche minime:

- Tensione di snervamento per spessori≤16mm, valore caratteristico: f_{yk}= 355 MPa
- Tensione di snervamento per spessori>16mm, valore caratteristico: f_{yk}= 345 MPa
- Tensione di rottura, valore caratteristico: f_{ua} = 490-630 MPa
- Modulo di Young: E = 210.000 MPa

7 STATO DEI LUOGHI

L'opera in esame verrà realizzata all'interno di un piazzale industriale esistente, situato nel primo entroterra della città della Spezia, a circa 200m dalla costa (Figura 7.1), ad una quota di circa +2,0 m dal livello medio mare.

L'area di intervento è fortemente antropizzata: al suo interno sono presenti vecchi capannoni e baraccamenti industriali e la tubazione interrata dell'attuale tracciato del Rio Melara, mentre a sud è presente la linea ferroviaria "Spezia Marittima – Spezia Migliarina", a servizio del porto commerciale.



Figura 7.1 Area di intervento e sua localizzazione con riferimento al porto Commerciale della Spezia

Gli edifici esistenti sono tutti di vecchia realizzazione, in particolare:

- Il "capannone Siman" consiste di una struttura intelaiata, tamponata con murature ed ampie superfici vetrate, sulle quali si osservano danneggiamenti locali. Non è nota la tipologia fondale dell'edificio, ma probabilmente si tratta di fondazioni superficiali su plinti.
- Il "Capanno Esistente" consiste di una leggera struttura metallica tamponata con pannelli in metallo ondulato.

Allo stato attale non si ha a disposizione il progetto (in particolare delle fondazioni) delle opere esistenti, che dovranno certamente essere recuperati per il successivo livello di progettazione.

8 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di un nuovo canale all'aperto in potenziamento idraulico dell'attuale tracciato del Rio Melara, che nell'area di intervento è costituito da una tubazione interrata DN1800 con imbocco a partire da una vasca di calma esistente e sbocco in un canale a cielo aperto verso mare; oltre al nuovo canale è prevista anche la realizzazione di una nuova vasca di calma di valle.

Il nuovo canale si svilupperà fra la vasca esistente ed una nuova vasca di valle, e sarà realizzato in trincea secondo una sezione scatolare in calcestruzzo armato gettata in opera. Lo scavo della trincea sarà sostenuto su entrambe le sponde da paratie di micropali di carattere *definitivo*, le quali fungeranno anche da "cassero" per il getto di completamento delle pareti del canale. Le due paratie di sponda saranno rese impermeabili realizzando colonne in jet grouting (o similare) a cavallo dei micropali. Per limitare gli spostamenti indotti in fase costruttiva dallo scavo sulle strutture adiacenti, la paratia di micropali sarà puntonata in testa mediante elementi metallici rigidi. In fase definitiva l'azione di puntonamento sarà affidata al solettone di base dello scatolare ed alla sua struttura di copertura.

In Figura 8.1 la planimetria generale dell'intervento, in Figura 8.2 la sezione corrente dell'opera in fase costruttiva, mentre in Figura 8.3 la sezione corrente nella sistemazione finale.

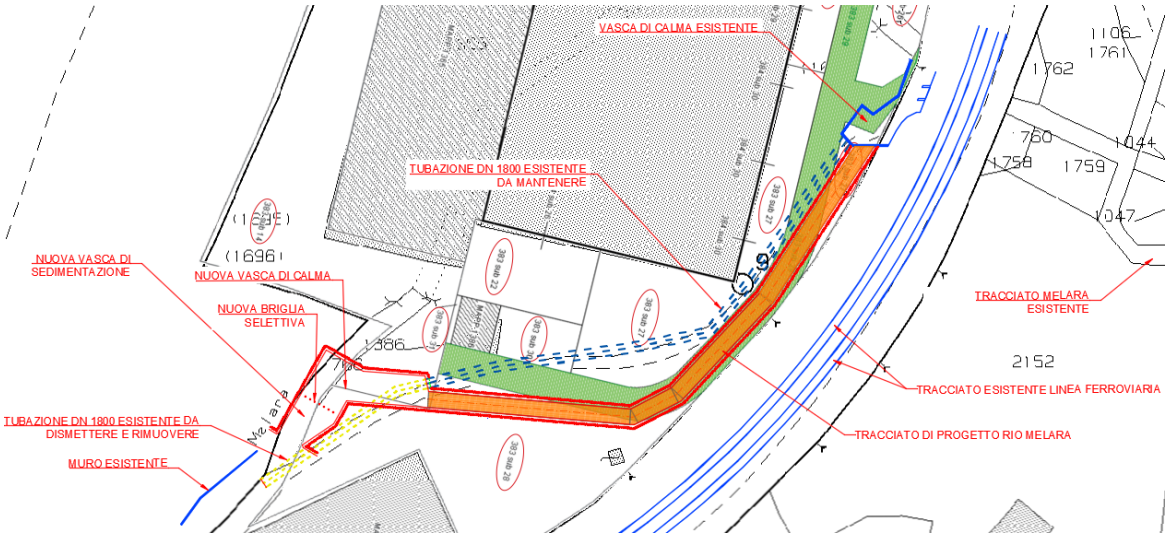


Figura 8.1 Planimetria generale dell'intervento

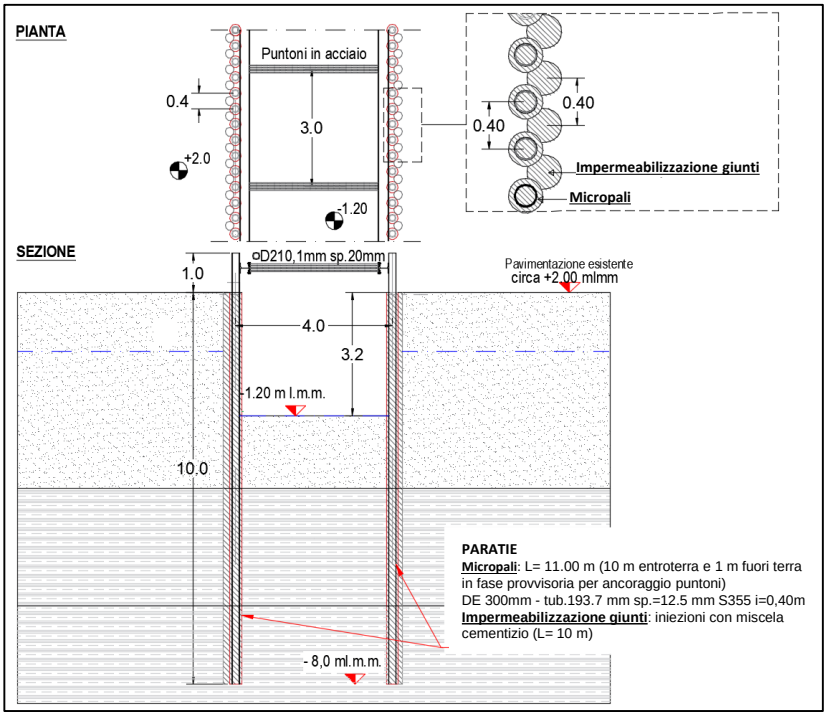


Figura 8.2 Sezione corrente dello scavo puntonato in fase costruttiva

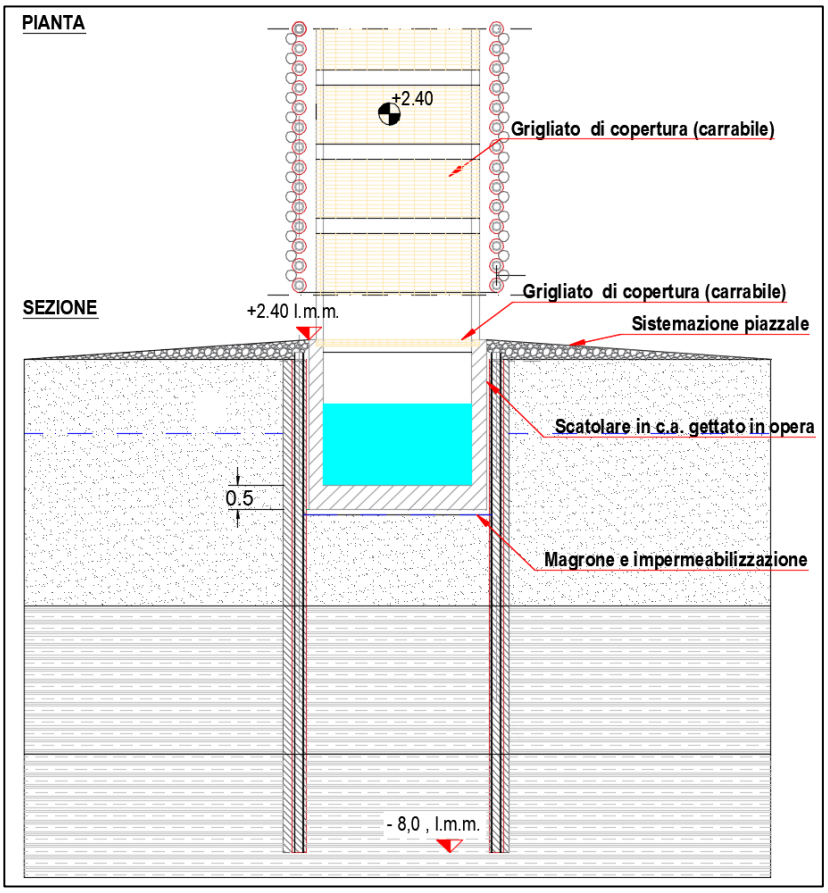


Figura 8.3 Sezione corrente definitiva

In sintesi, gli elementi costruttivi che costituiscono le nuove strutture di sostegno sono:

- **Micropali:** realizzati mediante perforazione D 300mm, armati con tubolare in acciaio S355 D193,7 mm e spessore 12,5 mm. Le perforazioni avverranno fino alla profondità di circa 10,0 m da piano campagna (-8,0 m dal livello medio mare) secondo un interasse di 0,40 m. Il tubolare di armatura sarà lungo invece 11,0 m (uno in più della perforazione) per rendere possibile il puntonamento provvisionale senza interferire con gli spazi necessari alla realizzazione dello scatolare.
- **Impermeabilizzazione giunti:** trattasi di iniezioni con miscela cementizia da effettuare a tergo della paratia di micropali per la sigillatura dei giunti ovvero per l'impermeabilizzazione della paratia stessa. Vista la possibilità di intercettare lenti di materiale permeabile presenti nei depositi coesivi tali elementi sono spinti fino alla stessa profondità dei micropali.
- **Solettone di base dello scatolare** realizzato in calcestruzzo armato, ha spessore di almeno 0,50m e sarà gettato a contrasto con le paratie. Avrà sia la funzione di puntone a fondo scavo che di base impermeabilizzata dello scatolare.
- **Puntoni provvisori in acciaio**. Sono realizzati mediante elementi rigidi in acciaio a sezione tubolare D210,10 mm sp. 20mm posti a contrasto in testa ai micropali attraverso una trave metallica di ripartizione, secondo un interasse massimo di 3,0 m. In fase definitiva, la funzione di contrasto verrà affidata alla struttura di copertura dello scatolare. I puntoni potranno essere rimossi solo quando diventa efficace l'azione di contrasto del solettone di base in calcestruzzo e delle strutture di copertura dello scatolare (dopo almeno 28 giorni dal getto).

8.1 FASI COSTRUTTIVE

L'intervento è articolato secondo le seguenti fasi costruttive:

1. Realizzazione dei micropali principali e degli elementi di impermeabilizzazione;
2. Installazione di una paratia metallica in prossimità dello sbocco della nuova vasca di calma a valle per isolare idraulicamente l'area di scavo dal mare;
3. Puntonamento in testa dei micropali principali;
4. Escavo della trincea fino alla quota di scavo di progetto;

5. Impermeabilizzazione dello scavo e getto dello scatolare in cemento armato (solettone di base, pareti verticali e del grigliato di copertura);
6. Rimozione del puntone provvisionale in acciaio;
7. Taglio della pozione dei tubi di armatura dei micropali sporgenti dalla quota piazzale (taglio per una lunghezza di circa 50 cm);
8. Sistemazione finale del piazzale.

9 CAMPAGNE DI INDAGINE GEOTECNICA

Nel presente capitolo si riporta il quadro complessivo dei dati di indagine disponibili (indagini pregresse) e delle indagini eseguite per il progetto delle nuove opere.

9.1 INDAGINI PREGRESSE

Le indagini disponibili ed utili allo scopo del progetto sono:

- Sondaggio eseguito nel 2000 per la progettazione della linea ferroviaria merci in prossimità dell'area di intervento (S1);
- Indagini eseguite per la progettazione del Nuovo Terminal Ravano nel porto della Spezia.

9.1.1 Indagini 2000 (Linea Ferroviaria merci la Spezia Marittima)

In Figura 9.1si riporta la posizione in pianta del sondaggio reperito, mentre in Tabella 9.1 il censimento delle relative informazioni principali, tra cui i campionamenti effettuati. I dati inerenti la prova penetrometrica statica CPTe1 non sono stati reperiti. Inoltre, con riferimento al sondaggio, non sono disponibili i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati.

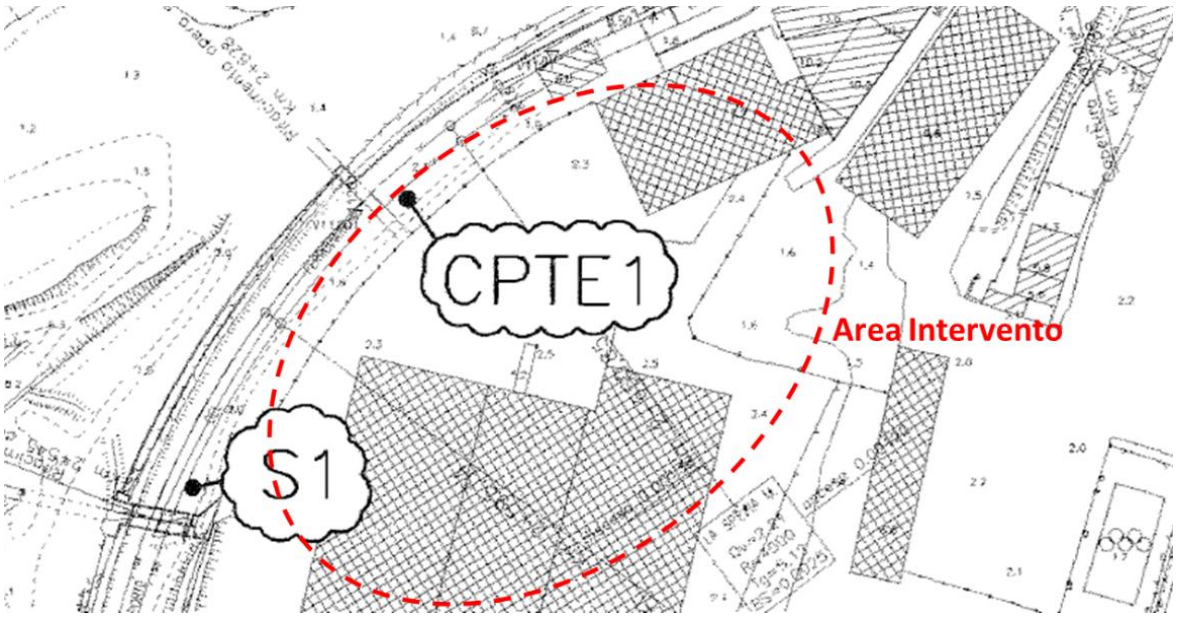


Figura 9.1 Ubicazione in pianta del sondaggio eseguito in prossimità dell'area di intervento (2000)

Tabella 9.1 Stazione di indagine S1 (2000)

Stazione	**Data**	**Prof. Carotaggio continuo** (m da l.m.m.)	**Campioni indisturbati** (m da l.m.m.)	**SPT** (n°)
S1	2000	Circa -33,0	C.Ind1 (-4,50) C Ind. 2 (-14,5)	n.2 prove

In Figura 9.2 la descrizione del sondaggio S1 riportata nella Relazione sulla campagna di indagini geognostiche eseguite per la realizzazione del fascio merci la Spezia marittima PE.

5.1 **SONDAGGIO S1** (quota assoluta 2,1 metri s.l.m.; livello falda acquifera al 2 Dicembre 2000 –1,8 metri da p.c.)

La stratigrafia riferita al piano campagna è risultata la seguente:

- da 0,0 a 3,7 metri Limo sabbioso di colore ocra con rari resti di laterizi (mattoni, mattonelle frammenti di demolizioni ecc.);

- da 3,7 a 5,7 metri Sabbia e ghiaia fine sciolta di colore grigio;

- da 5,7 a 7,0 metri Sabbia limosa scura con resti vegetali; in questo livello, anche se di spessore limitato è stato prelevato un campione indisturbato alla quota di 6,5 metri;

- da 7,0 a 9,7 metri Sabbia limosa con conchiglie di colore grigio; questo livello si presenta particolarmente sciolto e la prova penetrometrica S.P.T. eseguita a 7,2 metri di profondità ha dato valori di angolo di attrito interno pari a 18,9 gradi;

- da 9,7 a 35 metri Alternanze di sabbia limosa di colore ocra più o meno compatta con possibili passaggi di acqua in vari livelli; è stato prelevato un campione indisturbato alla quota di 16,5 metri ed è stata eseguita una prova penetrometrica S.P.T. a 23 metri dalla quale è risultato un angolo di attrito interno pari a 29,5 gradi.

Figura 9.2 Descrizione sondaggio S1

9.1.2 Indagini per la progettazione del Nuovo Terminal Ravano

Le indagini relative alla progettazione del Nuovo Terminal Ravano, vista la vicinanza all'area Portuale, sono di notevole interesse per la caratterizzazione geotecnica dei terreni naturali. Ovviamente tali indagini non sono pertinenti per la definizione della stratigrafia a livello locale ma sono certamente utili per la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni.

In Figura 9.3 ed in Figura 9.4 si riportano le planimetrie delle indagini eseguite nelle due fasi di indagine, mentre in Tabella 9.2 ed in Tabella 9.3 il censimento delle prove eseguite.



Figura 9.3 **Planimetria delle (progettazione Nuovo Terminal Ravano – 1°fase)**

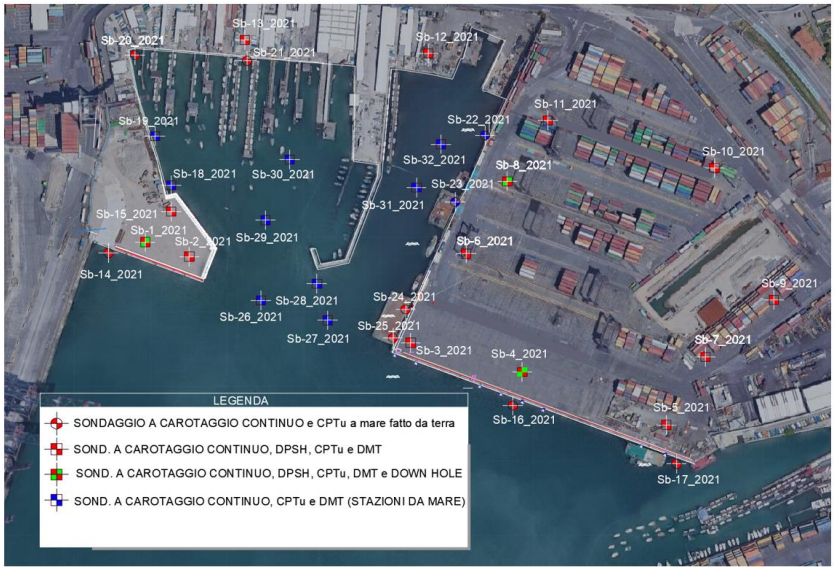


Figura 9.4 Planimetria delle (progettazione Nuovo Terminal Ravano – 2°fase)

Tabella 9.2 Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2021 – Prima Fase

	Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (m da l.m.m.)	DMT (m da l.m.m.)	DPSH (m da l.m.m.)	Prove in Foro (m da l.m.m.)
Prima fase di indagine (Aprile 2021)	**SB1**	-51,00	-	-	-30,74	-	-	n.1 MPM (-14,6)
	SB2	-15,38	-	-	-31,00	-	-	n.1 MPM (-14,6)
	SB3	-48,80	-	-	-28,68	-	-	-
	SB4	-12,83	-	-	-28,37	-	-	-

Tabella 9.3 Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2021 – Seconda Fase.

	Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (m da l.m.m.)	DMT (m da l.m.m.)	DPSH (m da p.c.)	Prove in Foro (n° /m da l.m.m.)
Seconda fase di indagine (Agosto – Novembre 2021)	**Sb-1**	-38,10	CI1 (11,50-12,00) CI2 (13,00-13,50) CI3 (14,50-15,00) CI4 (22,50-22,90) CI5 (27,00-27,50) CI6 (32,50-33,00)	7	-36,50	-28,10	-20,00	n.6 S.P.T. n.1 Down-Hole
	Sb-2	-58,10	CI1 (16,00-16,50)	80	-35,58	-27,30	-20,50	n.5 S.P.T.
	Sb-3	-37,70	CI1 (25,00-25,50)	12	-29,74	-27,70	-20,00	n.7 S.P.T.
	Sb-4	-52,70	CI1 (31,00-31,50) CI2 (49,00-49,40)	77	-26,20	-34,90	-17,00	n.7 S.P.T. n.1 Down-Hole
	Sb-5	-37,70	CI1 (07,50-08,00) CI2 (12,00-12,40) CI3 (19,50-20,00)	7	-35,04	-37,70	-09,50	n.4 S.P.T.
	Sb-6	-35,50	CI1 (09,05-10,00)	-	-24,44	-	-13,50	n.6 S.P.T.
	Sb-7	-32,50	CI1 (09,00-09,50) CI2 (13,00-13,60)	-	-23,64	-	-07,00	n.5 S.P.T.
	Sb-8	-32,50	CI1 (10,00-10,40) CI2 (22,00-22,40) CI3 (31,50-31,80)	-	-28,64	-30,10	-11,00	n.6 S.P.T. n.1 Down-Hole

	Sb-9	-32,50	CI1 (12,00-12,50) CI2 (13,50-14,00)	-	-31,52	-27,50	-06,50	n.5 S.P.T
	Sb-10	-32,50	CI1 (08,50-09,00)	2	-32,20	-25,70	-04,50	n.2 S.P.T.
	Sb-11	-52,50	CI1 (09,50-10,00) CI2 (19,00-19,40)	-	-26,38	-	-	n.4 S.P.T.
	Sb-12	-34,20	CI1 (05,50-06,00) CI2 (30,00-30,35)	-	-26,00	-	-06,00	n.2 S.P.T.
	Sb-13	-34,00	CI1 (07,50-08,00)	-	-28,68	-29,00	-06,00	n.3 S.P.T.
	Sb-14	-47,20	CI1 (05,50-05,95)	-	-22,26	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-15	-38,00	CI1 (39,00-39,40)	9	-29,60	-29,60	-20,00	n.5 S.P.T.
	Sb-16	-50,30	CI1 (02,50-03,00)	1	-27,89	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-17	-43,50	CI1 (08,00-08,55) CI2 (35,50-35,80)	1	-20,44	-	-	-
	Sb-18	-43,40	CI1 (19,00-19,50)	-	-31,50	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-19	-43,05	CI1 (24,00-24,56)	-	-32,50	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-20	-37,00	CI1 (09,00-09,45)	-	-	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-21	-37,00	CI1 (16,00-16,60)	1	-24,00	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-22	-36,70	CI1 (16,50-16,90)	2	-	-	-	-
	Sb-23	-38,00	CI1 (15,00-15,45)	2	-	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-24	-39,60	CI1 (24,50-24,85) CI2 (32,00-32,20)	1	-24,40	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-25	-44,20	CI1 (02,00 -02,50) CI2 (08,50-09,00) CI3 (16,00-16,30)	-	-28,70	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-26	-54,20	CI1 (03,00 -03,50) CI2 (09,50-09,60) CI3 (16,50-17,00)	80	-32,50	-51,00	-	-
	Sb-27	-52,00	CI1 (13,50-14,00) CI2 (24,00-24,60	2	-35,00	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-28	-52,20	CI1 (03,00 -03,50) CI2 (16,50-17,00) CI3 (27,00-27,50)	2	-35,50	-38,00	-	-

	Sb-29	-38,30	CI1 (10,50-11,00)	-	-35,50	-	-	-
	Sb-30	-38,00	CI1 (04,50-05,00) CI2 (13,00-13,50)	60	-29,50	-38,00	-	n.1 Vane Test
	Sb-31	-38,20	CI1 (21,50-22,00)	1	-28,50	-	-	n.1 Vane Test
	Sb-32	-39,00	CI1 (07,50-08,00) CI2 (15,00-15,50)	-	-27,00	-	-	-

9.2 CAMPAGNA DI INDAGINI 2023

Per il progetto delle opere è stata eseguita una campagna di indagine composta da:

- n°2 sondaggi a carotaggio continuo (S1 ed S2) di cui uno (S2) attrezzato a piezometro per la misurazione del livello di falda con esecuzione di prove SPT in foro e prelievo di campioni indisturbati.
- n°2 prove penetrometriche statiche (CPT_u1 CPT_u2);
- n° 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH (P1 e P2);
- n°1 prova sismica di tipo MASW
- n° 1 prova sismica passiva HVSR (HV1)

In Figura 9.5 la posizione planimetrica dei punti di indagine, mentre in Tabella 9.4 il censimento riepilogativo delle indagini eseguite.

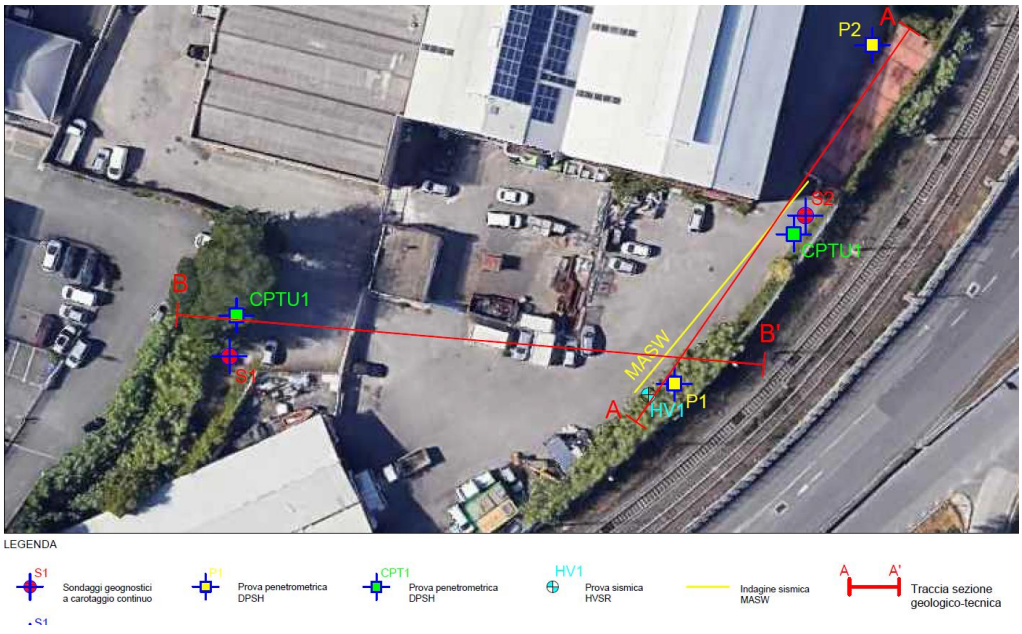


Figura 9.5 Campagna di indagine 2023: Planimetria

Tabella 9.4 Campagna di indagine 2023: Sintesi delle indagini eseguite

Stazione	**Prof. Carotaggio continuo** (m da p.c.)	**Campioni indisturbati** (m da p.c.)	**CPTu** (m da p.c)	**DPSH** (m da p.c)	**Prove in Foro**
S1	20,00	C1 (9,80-10,30) C2 (12,20-12,60)	17,24	-	n.5 SPT
S2	20,00	C1 (6,60-7,00) C2 (10,50-11,00)	19,70	-	n.3 SPT
CPTu_1	-	-	17,24	-	-
CPTu_2	-	-	19,70	-	-
P1	-	-	-	12,00	-
P2	-	-	-	12,00	-

10 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO

10.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL'AREA

L'area oggetto di questo studio è situata nel quartiere di Fossamastra nella parte sud-est della Piana della Spezia ed è caratterizzata dalla presenza di successioni di depositi di laguna, marini e alluvionali, individuabili tra l'attuale linea di costa e la base dei rilievi montuosi che circondano la piana stessa. Tali depositi solo in tempi recenti sono stati ricoperti quasi completamente da terreno di riporto eterogeneo di natura antropica, messo in posto durante la realizzazione di tutte le opere edilizie (strade, fabbricati ecc.) che rappresentano il tessuto urbano della città.

I depositi di origine naturale, marina e continentale e di transizione, sono costituiti da strati di terreno caratterizzati dalla presenza di sabbia, limo, argilla e livelli torbosi, in percentuali differenti tra zona e zona con variazioni sia in senso verticale che orizzontale che rendono la situazione geologica ed idrogeologica tipica di questa zona della Piana della Spezia molto varia e complessa, mentre il terreno di riporto è solitamente costituito da sabbia, ghiaia e clasti di varia natura e pezzatura. Al di sotto di questi depositi, ma a profondità sicuramente superiori ai 30 metri, si ritrova il substrato roccioso costituito da arenarie appartenenti alla Formazione delle Quarziti e Filladi, che pur non essendo stata rinvenuta all'interno dei 2 sondaggi geognostici realizzati in sito spinti alla profondità massima di 20 metri, è ben visibile sui rilievi collinari posti a est e a sud dell'area di intervento. In Figura 10.1 lo stralcio della carta geologica.

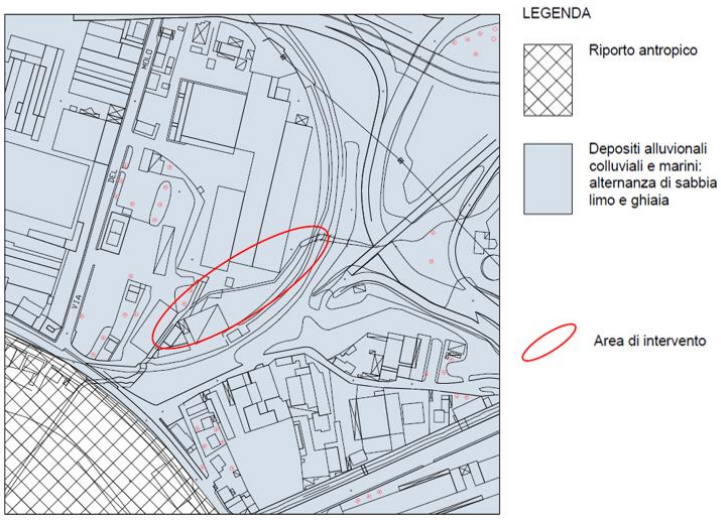


Figura 10.1 Stralcio Carta Geologica

10.2 RICONOSCIMENTO UNITÀ GEOTECNICHE

Le indagini hanno consentito di distinguere cinque diversi depositi che, procedendo dall'alto verso il basso, possono essere così descritti:

- Depositi Antropici (DA): presenti su tutta l'area dei piazzali esistente; si tratta di terreni a grana grossa che includono una matrice di terreno più fine;
- Depositi marini fangosi (DF): presenti su tutta l'area di intervento hanno spessore variabile da zona a zona, e a volte intercalati da lenti sabbiose; si possono classificare come terreni a grana fine di bassa permeabilità, caratterizzati da bassa/bassissima consistenza;
- Depositi alluvionali/marini coesivi (DAMC): sono terreni misti di origine alluvionale e marina, prevalentemente a grana fine, di bassa permeabilità e media/bassa consistenza, spesso intercalati da strati sabbiosi di vario spessore; si distinguono per la presenza di resti di conchiglie;
- Depositi Alluvionali coesivi (DAC): sono terreni di origine continentale, prevalentemente a grana fine di bassa permeabilità e media consistenza, sono spesso intercalati da strati sabbiosi di vario spessore;
- Depositi Alluvionali Sabbiosi (DAS): sono terreni di origine continentale dove prevale la frazione sabbiosa; si presentano con intercalazioni ghiaiose e rari livelli coesivi.

Tale articolazione stratigrafica è riconoscibile dalle cassette catalogatrici che mostrano i carotaggi del sottosuolo, come ad esempio quella riportata in Figura 10.2 relativa al sondaggio S1: per chiarezza le porzioni di carotaggio attribuite ai diversi depositi riconosciuti sono riquadrate con una cornice di diverso colore, secondo la legenda riportata in figura con associate le rispettive denominazioni. Come detto, la Figura 10.2 si riferisce alla stratigrafia del sondaggio S1 dalla quale si ritrovano:

- da +2,00 m da l.m.m a -2,90 m da l.m.m: Terreno di riporto costituito da sabbia e ghiaia poco limo, resti di laterizi e occasionali clasti (DA)
- da -2,90 m l.m.m. a -6,50 m l.m.m.: Limo con argilla debolmente sabbioso grigio con resti vegetali e conchiglie (DF);
- da -6,50 m l.m.m. a -8,30 m l.m.m.: Limo con argilla debolmente sabbioso grigio con resti vegetali e conchiglie (DAMC);

- da -8,30 m l.m.m. a - 14,00 m l.m.m.: limo argilloso con sabbia (DAC);
- da -14,00m l.m.m. a -18,00 m l.m.m.: sabbia limosa e ghiaiosa (DAS)

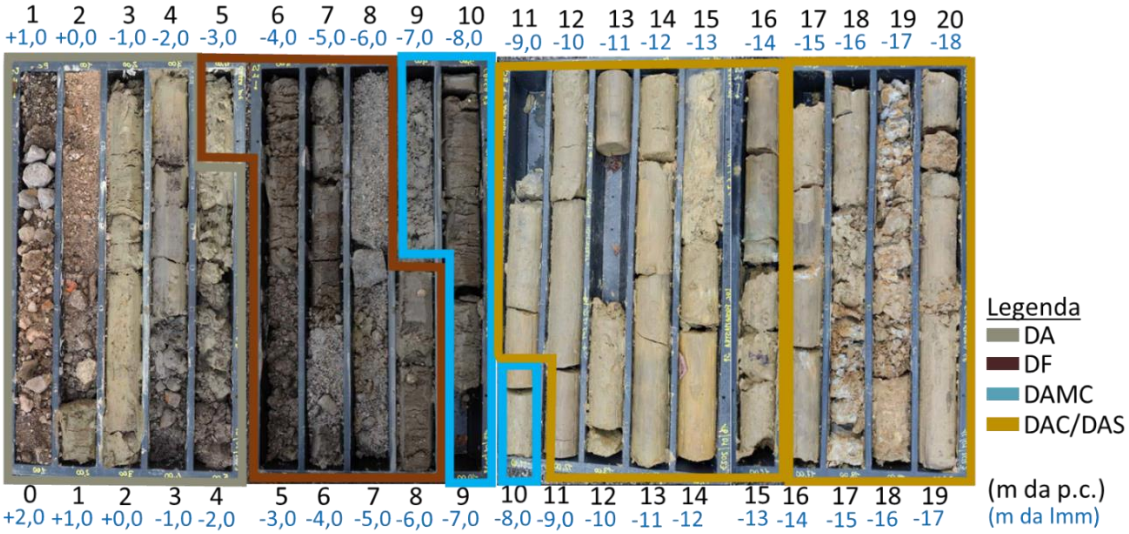
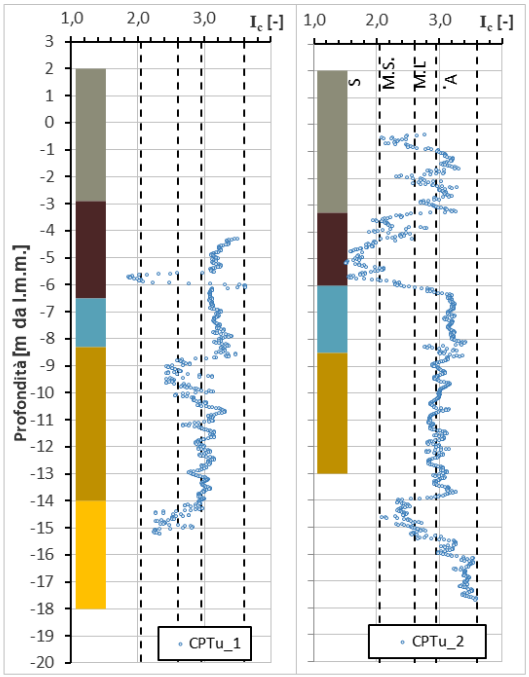


Figura 10.2 individuazione delle unità litostratigrafiche (S1 del 2023)

Per un confronto, in Figura 10.3, è riportato l'indice di comportamento Ic ottenuto attraverso le prove CPT affiancato alle colonne stratigrafiche dei rispettivi sondaggi. Si nota la buona coerenza tra le due metodologie utilizzate per distinguere i diversi depositi



Robertson e Wride (1993)						
Classificazione del terreno	Sabbie ghiaie	Sabbie	Terreni a matrice sabbiosa	Terreni a matrice limosa	Argille	Terreni organici
Valore di Ic	Ic < 1,31	1,31 < Ic < 2,05	2,05 < Ic < 2,60	2,60 < Ic < 2,95	2,95<Ic<3,60	Ic>3,60

Figura 10.3 Indice di comportamento IC delle prove di CPT_1, CPT_2

10.3 SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE SIGNIFICATIVE

Ai fini progettuali è stata individuata una sezione di progetto, schematizzata in Figura 10.4. La successione stratigrafica descritta al precedente paragrafo è rappresentata secondo uno schema a strati orizzontali. La piezometrica (livello di falda) è posizionata a +0,50 m dal livello medio mare, che corrisponde ad una profondità di circa 1,50m rispetto al piano campagna esistente.

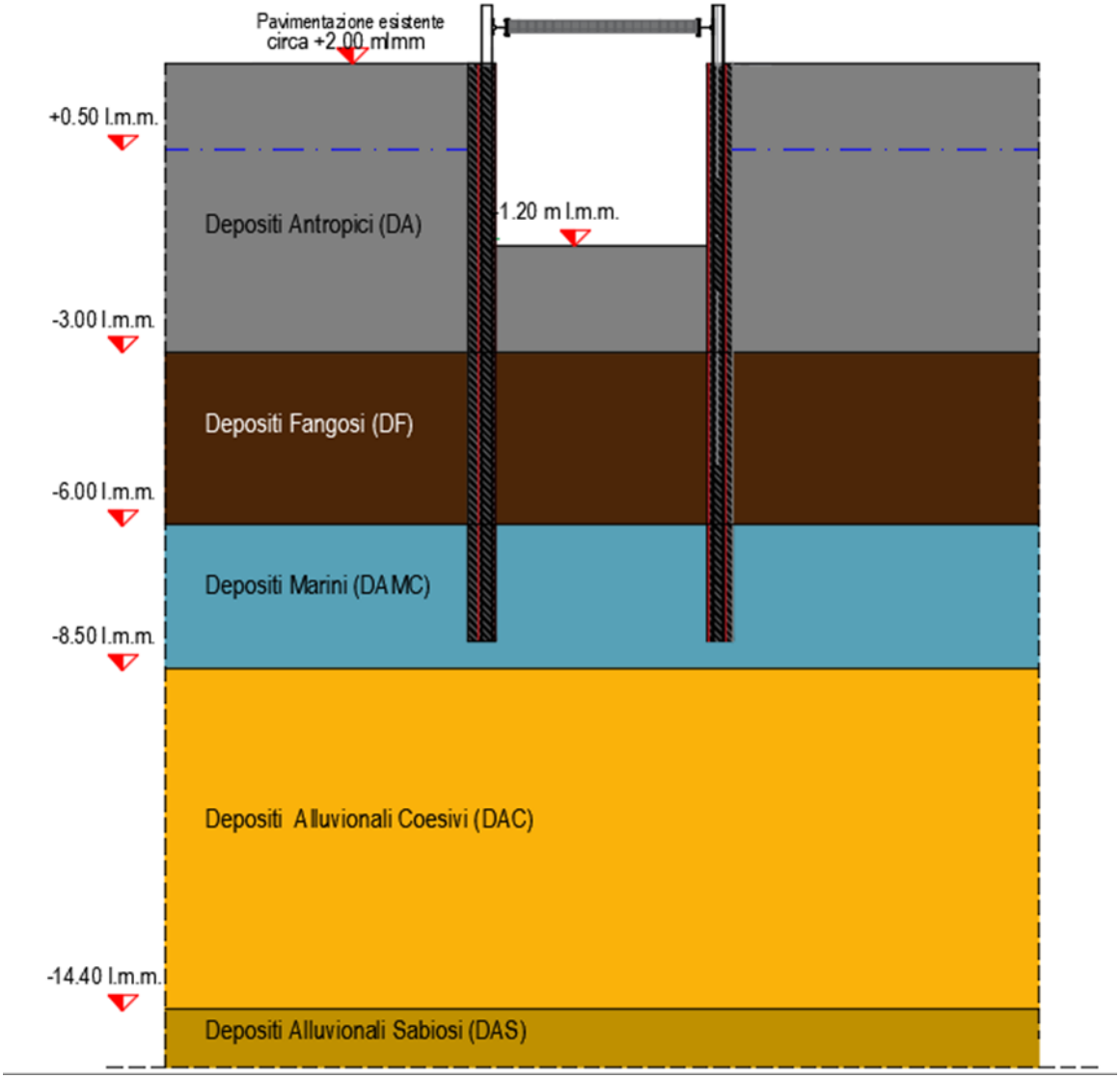


Figura 10.4 Assetto stratigrafico di riferimento

11 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Dal complesso delle indagini disponibili sono state individuate 5 unità geotecniche, come già descritto precedentemente. Si procederà, pertanto, alla caratterizzazione meccanica di tutte le unità facendo riferimento ai risultati delle indagini disponibili, sia con misure in sito che su campioni di laboratorio.

Unità geologica	Unità geotecnica	Descrizione	Simbolo
Strato 1	DA	Deposito Antropico	
Strato 2	DF	Depositi marini Fangosi	
Strato 2	DAMC	Depositi Alluvionali/Marini Coesivi	
Strato 3	DAC	Depositi Alluvionale Coesivi	
Strato 3	DAS	Depositi Alluvionale Sabbiosi	

L’elaborazione delle prove in sito viene presentata prima dei risultati delle prove di laboratorio.

11.1 PROVE IN SITO

Nel presente capitolo si riporta la stima delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni sulla base dell'interpretazione delle prove in sito, eseguita secondo le correlazioni descritte nel dettaglio in Allegato 2 (modalità di interpretazione delle prove in sito).

11.1.1 DPSH

Le prove DPSH sono utili per la caratterizzazione dei Depositi Antropici (DA). Le prove hanno il vantaggio di essere continue e permettono quindi di cogliere le variazioni delle caratteristiche meccaniche con la profondità.

11.1.1.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione

In Figura 11.1 i sono mostrati i valori di D_R ottenuti in base a prove DPSH. I risultati sono sintetizzabili nel seguente modo:

DR (%)	
Gibbs e Holtz	Bazaara
45	40

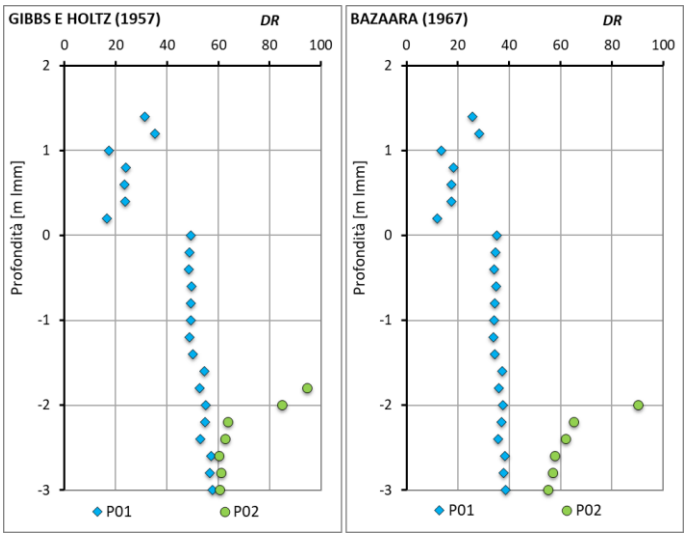


Figura 11.1 Densità relativa (DR) da prove DPSH (Sx: B. Fornelli; Dx: B. Ravano)

11.1.1.2 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Efficaci

In Figura 11.2 sono mostrati valori di angolo di attrito (φ') ottenuti dall'elaborazione delle prove DPSH. I risultati sono sintetizzabili nel seguente modo:

φ' [°]	
Peck	Schmertmann
30	35

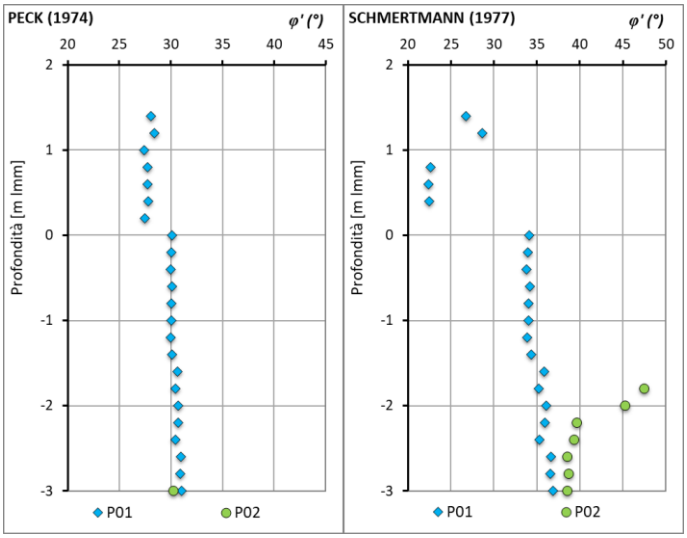


Figura 11.2 Angolo d'attrito (φ') da prove DPSH

11.1.1.1 Caratteristiche di deformabilità

In Figura 11.3 sono mostrati i valori del modulo elastico a livelli di deformazione operativi da prove DPSH. I risultati sono sintetizzabili nel seguente modo:

E' [MPa]	
Jamiolkowski	Denver
8	18

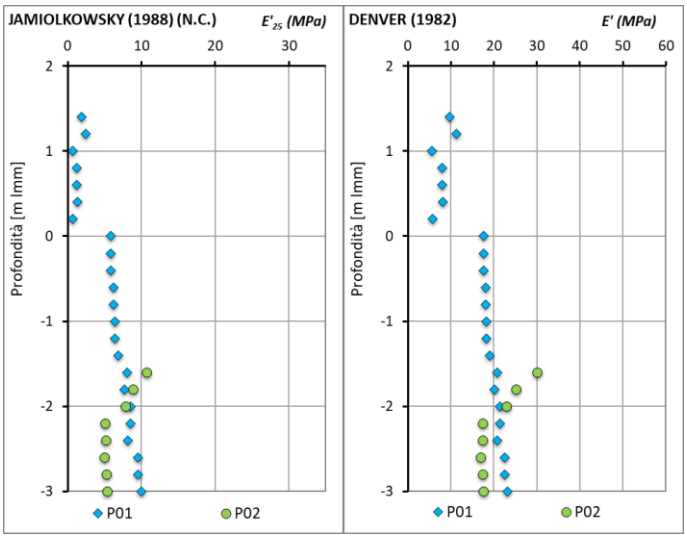


Figura 11.3 Moduli elastici operativi da prove DPSH

11.1.2 CPTu

Le prove CPTu consentono di caratterizzare tutti i depositi sottostanti quelli antropici, in particolare quelli Fangosi (DF), i Depositi Alluvionali/Marini Coesivi (DAMC), i Depositi Alluvionali Coesivi (DAC) e in minima parte anche in Depositi Alluvionali Sabbiosi (DAS). Di seguito sono esposti i principali risultati ottenuti, affiancando di volta in volta le colonne stratigrafiche per i rispettivi sondaggi.

11.1.2.1 Coesione non drenata

In Figura 11.4 sono presentati gli andamenti della coesione non drenata c_u stimati dalle prove penetrometriche statiche, per tutti i terreni a grana fine. Naturalmente i profili di c_u perdono di significato quando si attraversano strati a composizione prevalentemente granulare.

I depositi a grana fine (DF, DAMC e DAC) presentano consistenza medio bassa a cui corrisponde un valore costante di resistenza non drenata, c_u maggiore 20 kPa.

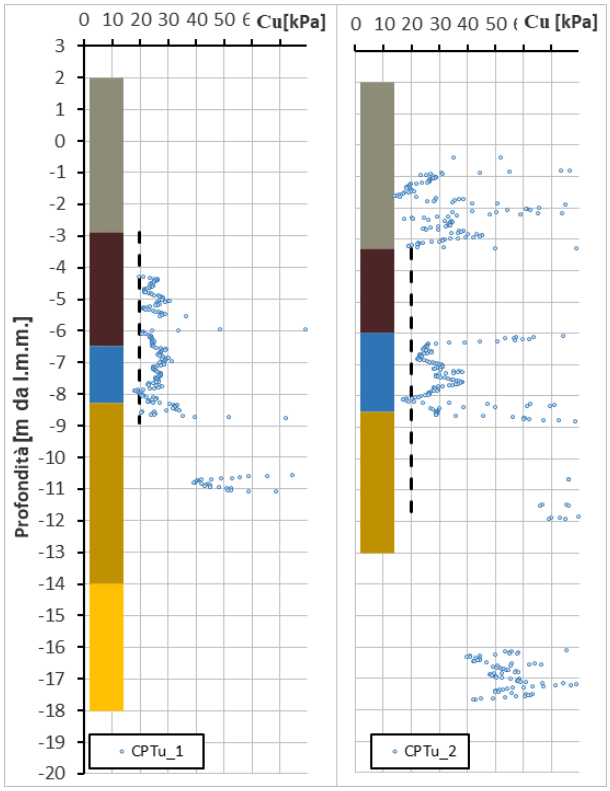


Figura 11.4 Coesione non drenata da prove CPTu-1 e CPTu-2

11.2 PROVE IN LABORATORIO

11.2.1 Composizione granulometrica

Nelle figure seguenti sono riportate le curve granulometriche delle tre unità geotecniche. Le diverse composizioni granulometriche si sovrappongono bene ai dati dei campioni prelevati nel nuovo terminal Ravano. In sintesi si ha:

- DF= Limo con Argilla (Figura 11.5);
- DAMC=Limo con Argilla debolmente sabbioso (Figura 11.6)
- DAC= Limo con Argilla e Sabbia con Limo Ghiaiosa debolmente Argillosa (Figura 11.7)

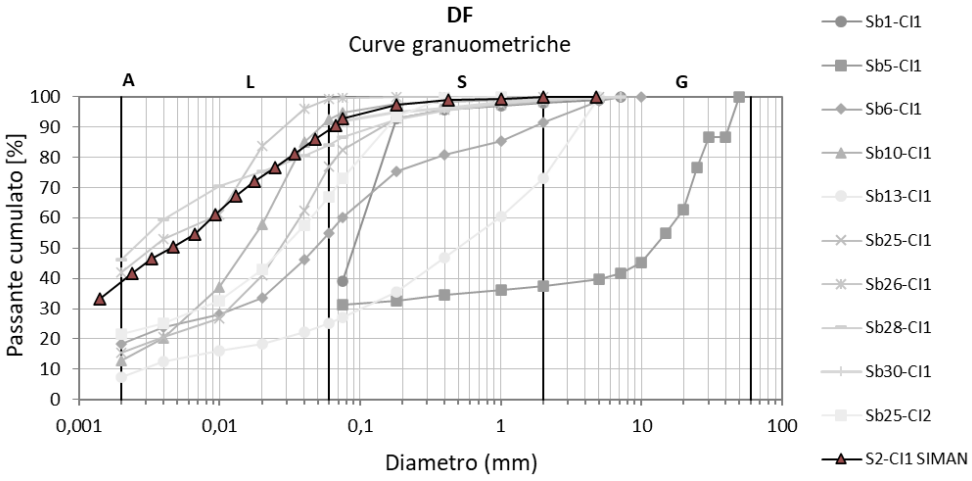


Figura 11.5 Unità DF. Composizione granulometrica dei campioni indisturbati

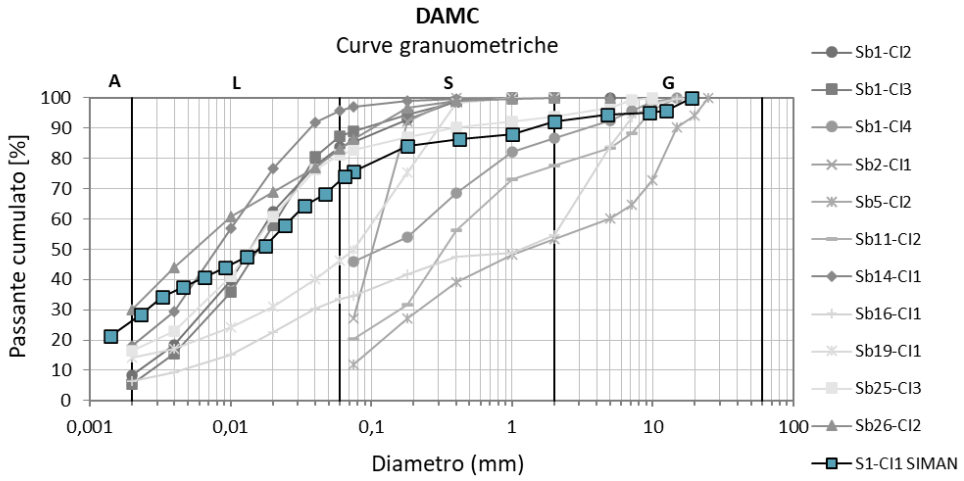


Figura 11.6 Unità DAMC. Composizione granulometrica dei campioni indisturbati

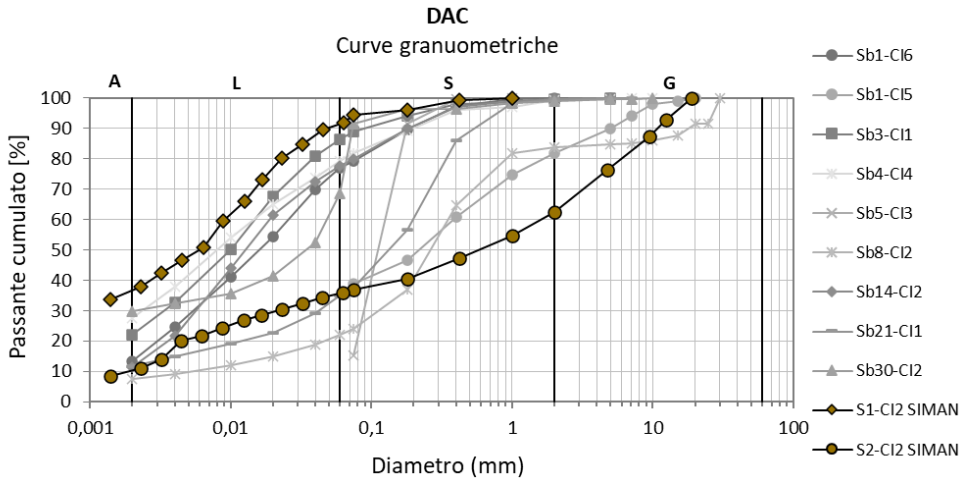


Figura 11.7 Unità DAC. Composizione granulometrica dei campioni indisturbati

11.2.2 Peso specifico dei grani e peso dell'unità di volume

Nella tabella seguente vengono sintetizzati i risultati in termini di peso specifico dei grani e peso di volume.

	γs [kN/m^3]	γ [kN/m^3]
DF	25,70 (Figura 11.8)	14,60 (Figura 11.9)
DAMC	26,50 (Figura 11.10)	17,70 (Figura 11.11)
DAC	27,20-27,70 (Figura 11.12)	19,35 (Figura 11.13)

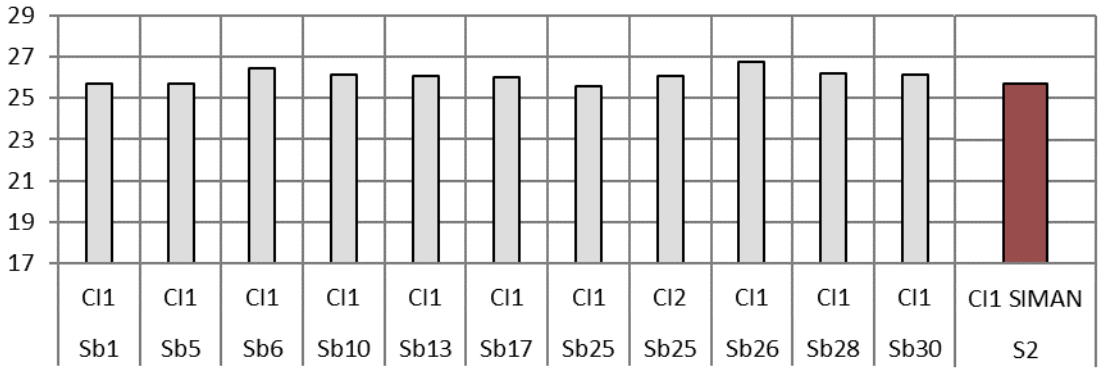


Figura 11.8 Unità DF. Peso specifico dei grani

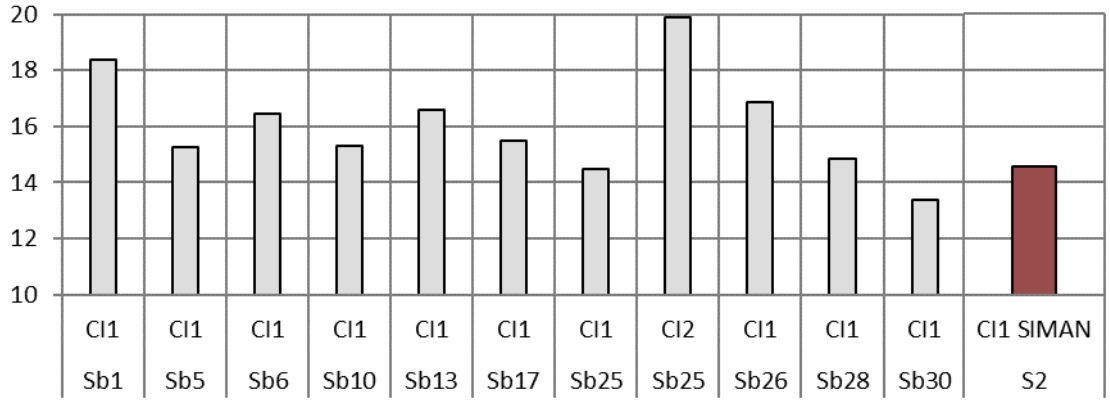


Figura 11.9 Unità DF. Peso di volume

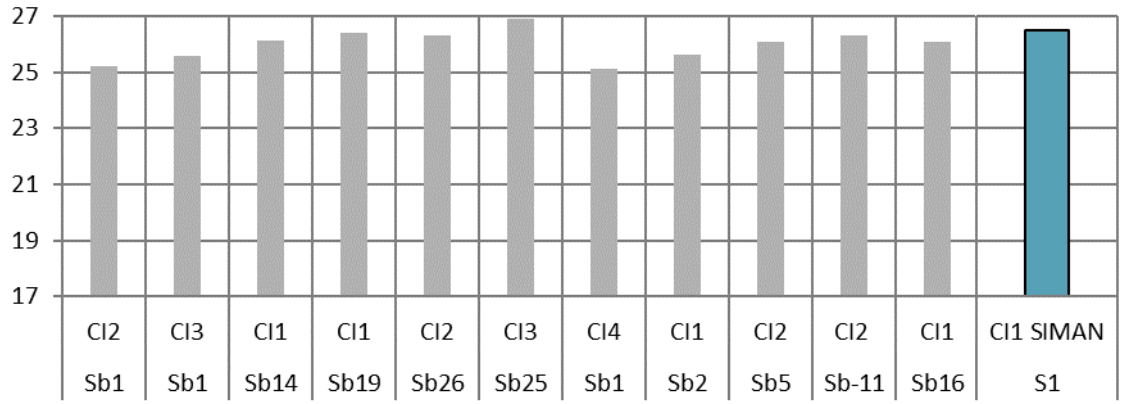


Figura 11.10 Unità DAMC. Peso specifico dei grani

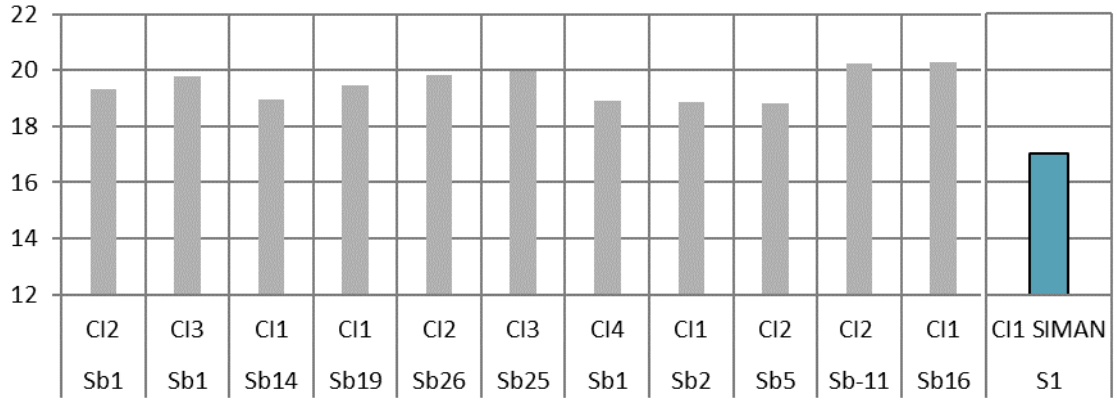


Figura 11.11 Unità DAMC. Peso di volume

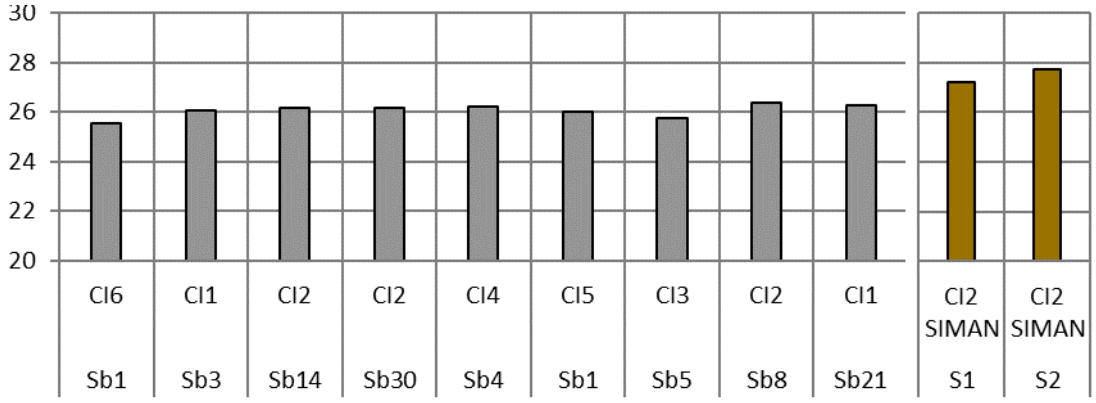


Figura 11.12 Unità DAC. Peso specifico dei grani

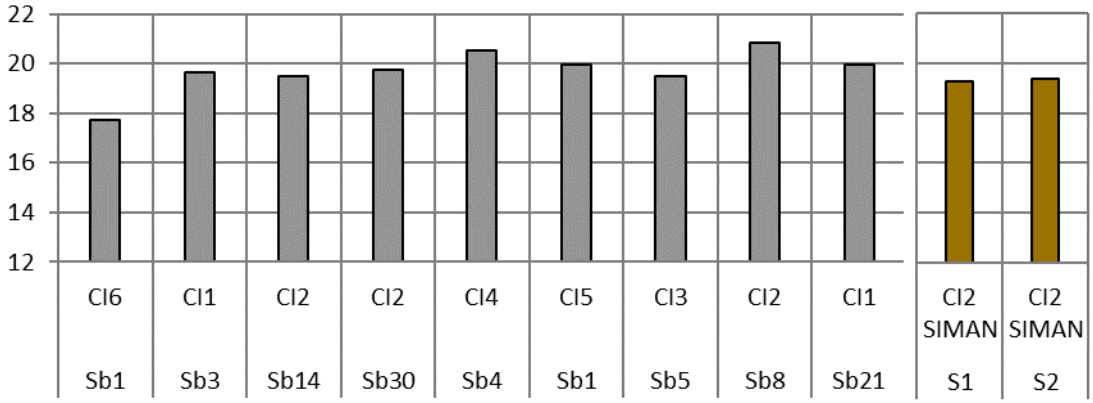


Figura 11.13 Unità DAC. Peso di volume

11.2.3 Contenuto d'acqua naturale

Nella tabella seguente vengono sintetizzati i risultati in termini di contenuto d'acqua corrispondente indice dei vuoti. e peso di volume.

	W [%]	e [-]
DF	75 (Figura 11.14)	2,10 (Figura 11.15)
DAMC	51 (Figura 11.16)	1,35 (Figura 11.17)
DAC	17,0-23,3 (Figura 11.18)	0,74-0,67 (Figura 11.19)

L'elevato contenuto d'acqua misurato nei DF e nelle DAMC è sicuramente attribuibile alla frazione organica presente nel deposito.

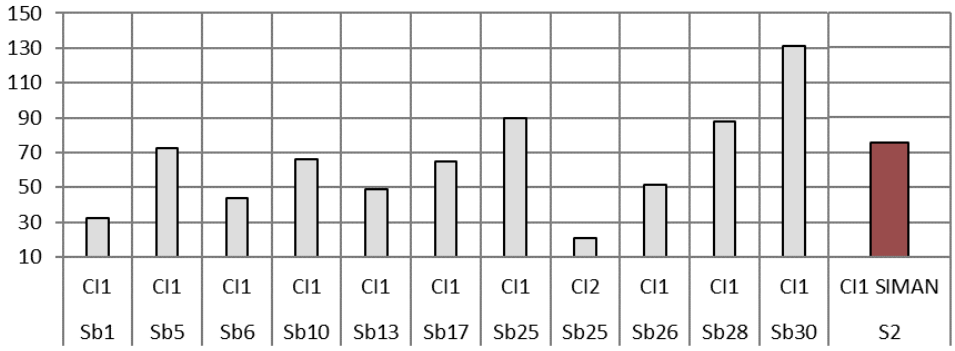


Figura 11.14 Unità DF. Contenuto d'acqua naturale

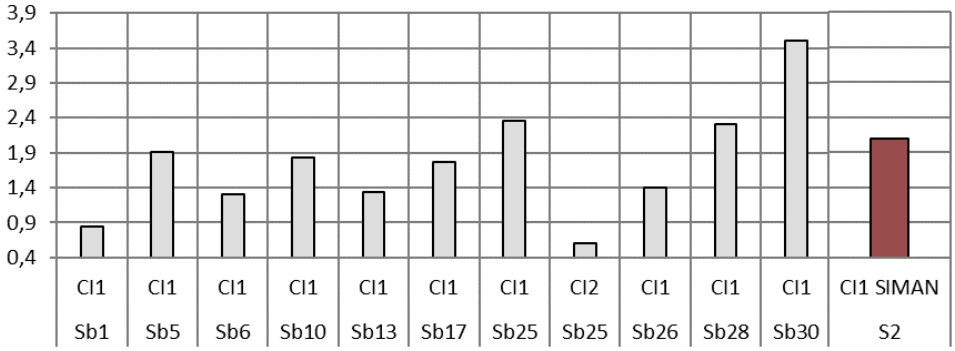


Figura 11.15 Unità DF. Indice dei vuoti

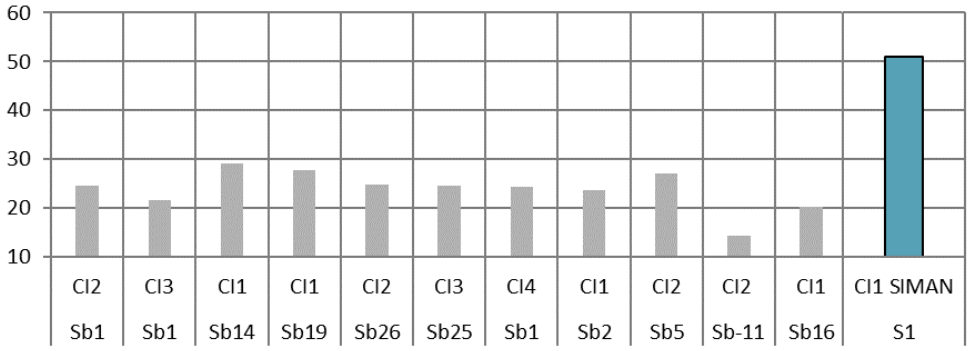


Figura 11.16 Unità DAMC. Contenuto d'acqua naturale

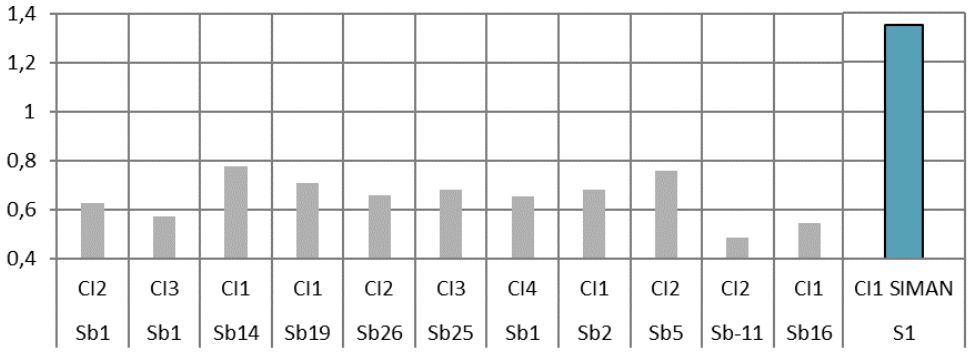


Figura 11.17 Unità DAMC. Indice dei vuoti

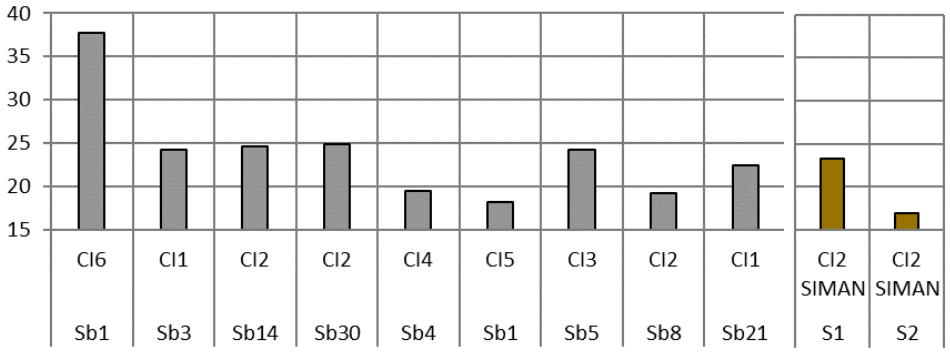


Figura 11.18 Unità DAC. Contenuto d'acqua naturale

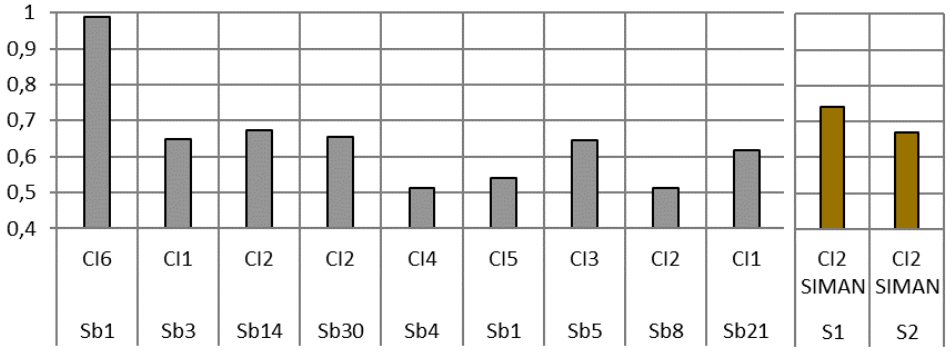


Figura 11.19 Unità DAC. Indice dei vuoti

11.2.4 Limiti di Atterberg

Sulla frazione fine dei diversi campioni sono stati determinati il limite di liquidità (W_L) ed il limite di plasticità (W_P). Sulla carta di plasticità, i punti sperimentali ricadono nei stessi campi dei campioni prelativi nell'area del Nuovo Ravano.

Nella tabella seguente vengono sintetizzati

	Ip	W_L [-]
DF (Figura 11.20)	18	56
DAMC (Figura 11.21)	13	40
DAC (Figura 11.22)	10-16	31-39

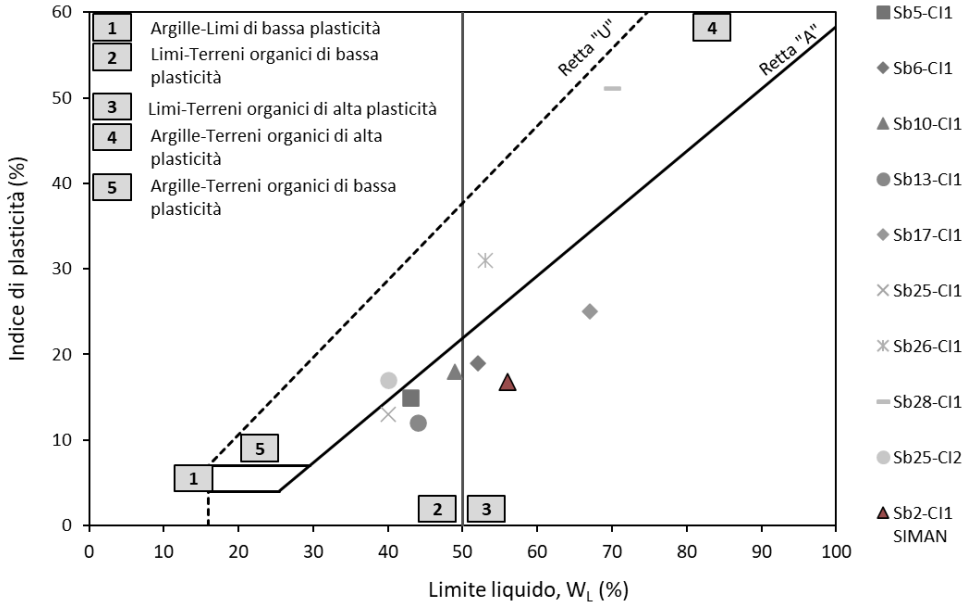


Figura 11.20 Unità DF. Carta di Plasticità di Casagrande

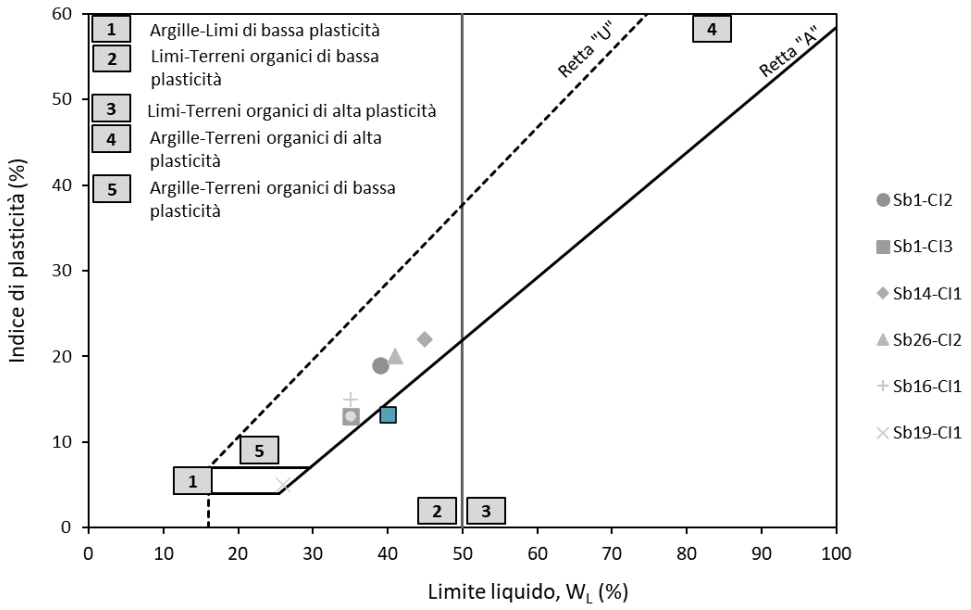


Figura 11.21 Unità DAMC. Carta di Plasticità di Casagrande

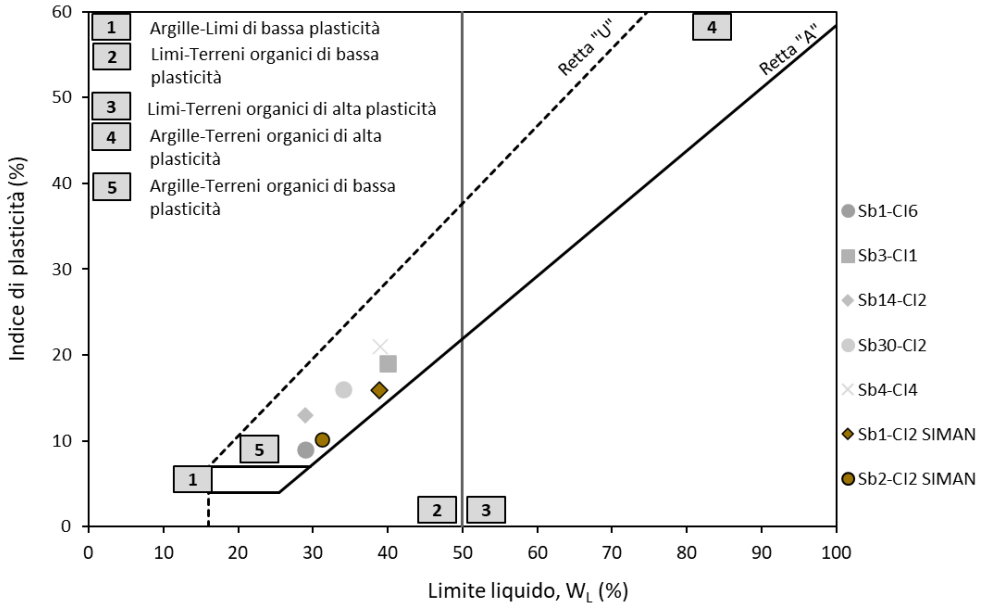


Figura 11.22 Unità DAC. Carta di Plasticità di Casagrande

11.2.5 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Efficaci

In questo paragrafo i risultati delle prove di resistenza sui terreni sono interpretati secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci; i parametri meccanici sono quindi l'angolo di resistenza al taglio φ' e la coesione c'.

Nelle figure seguenti si forniscono il quadro dei valori di resistenza nel piano di Mohr ottenuti da prove di taglio diretto e nel piano degli invarianti quelli ricavati da prove di compressione triassiale CID.

Nell'insieme, per ogni deposito è possibile interpolare il corrispondente inviluppo rettilineo, caratterizzato parametri sintetizzati nella seguente tabella.

	c' [kPa]	φ' [°]
DF (Figura 11.23)	0	28
DAMC (Figura 11.24)	10	28
DAC (Figura 11.25 Figura 11.26)	0* 14	31* 28

* prove eseguita sul campione granulare

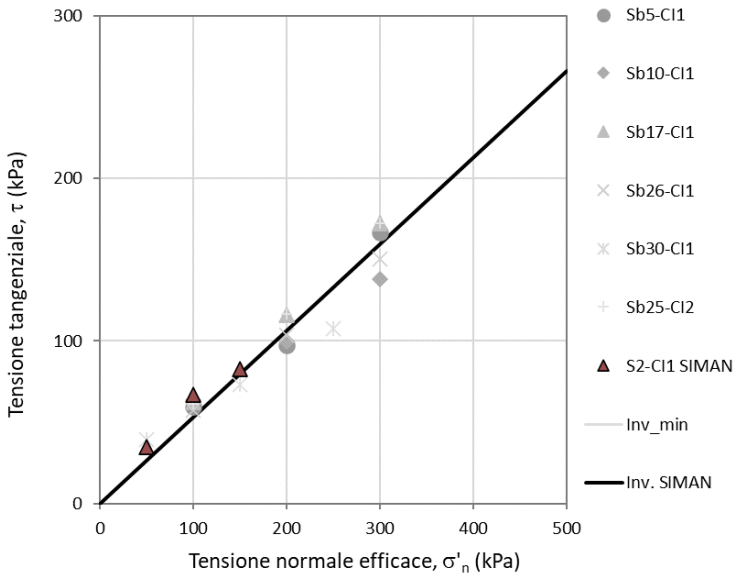


Figura 11.23 Unità DF. Inviluppo di resistenza in tensioni efficaci (da TD)

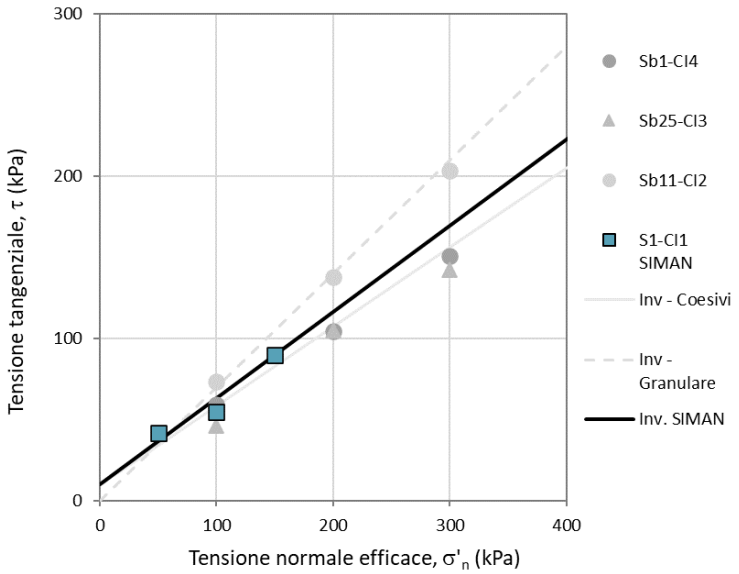


Figura 11.24 Unità DAMC. Inviluppo di resistenza in tensioni efficaci (da TD)

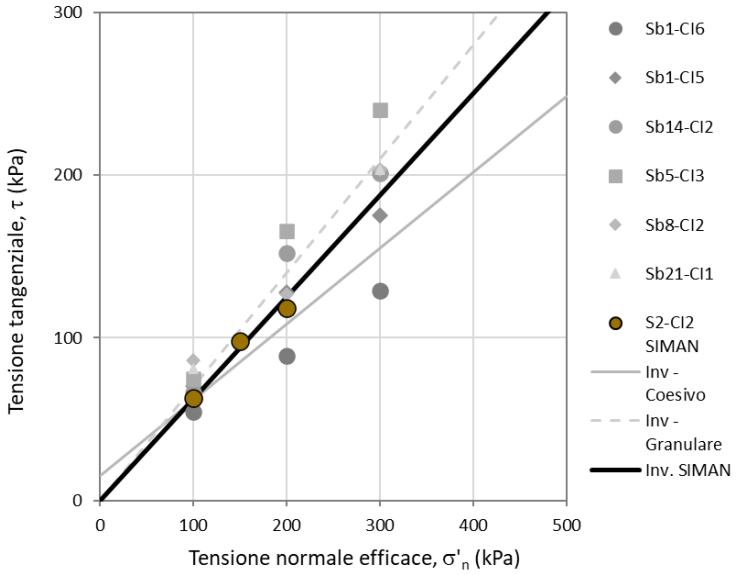


Figura 11.25 Unità DAC. Inviluppo di resistenza in tensioni efficaci (da TD)

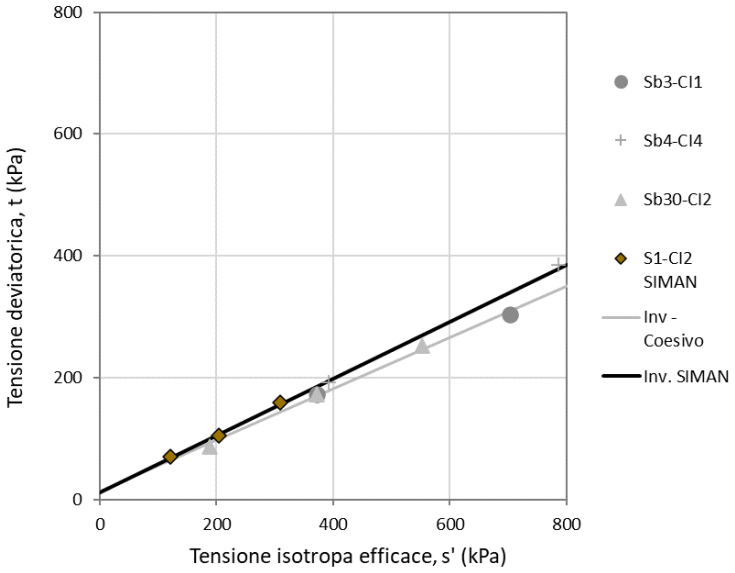


Figura 11.26 Unità DAC. Inviluppo di resistenza in tensioni efficaci (da CID)

11.2.6 Caratteristiche di deformabilità

Sono state ricavate da prove di compressione edometrica. Le curve di compressibilità sono quelle tipiche dei terreni normalmente consolidati (Figura 11.31). Di seguito si riporta una sintesi delle singole grandezze.

	E_{ed}	Cc/Cs [-]
DF	E_{ed} (50-100 kPa): 1,3 MPa E_{ed} (100-200 kPa): 1,6 MPa E_{ed} (200-400 kPa): 1,7 MPa (Figura 11.27)	Cc: 0,71 Cs: 0,15 (Figura 11.28)
DAMC	E_{ed} (50-100 kPa): 1,1 MPa E_{ed} (100-200 kPa): 1,9 MPa E_{ed} (200-400 kPa): 3,1 MPa (Figura 11.29)	Cc: 0,29 Cs: 0,04 (Figura 11.30)

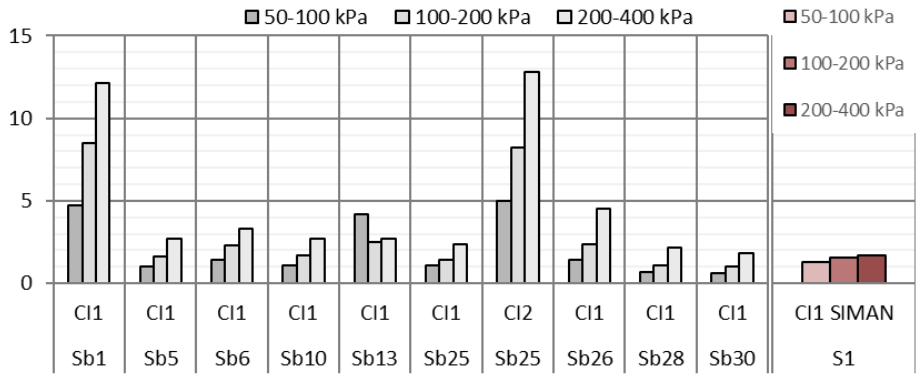


Figura 11.27 Unità DF. Modulo edometrico, Eed (da edometriche)

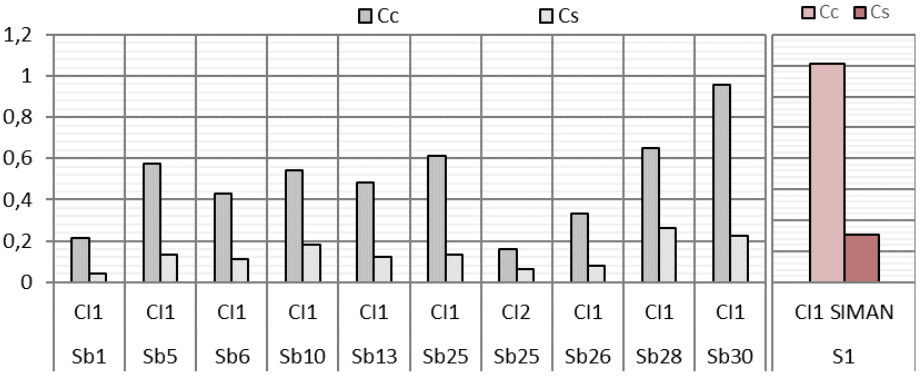


Figura 11.28 Unità DF. Modulo di compressione vergine, Cc; modulo di carico/scarico, Cs

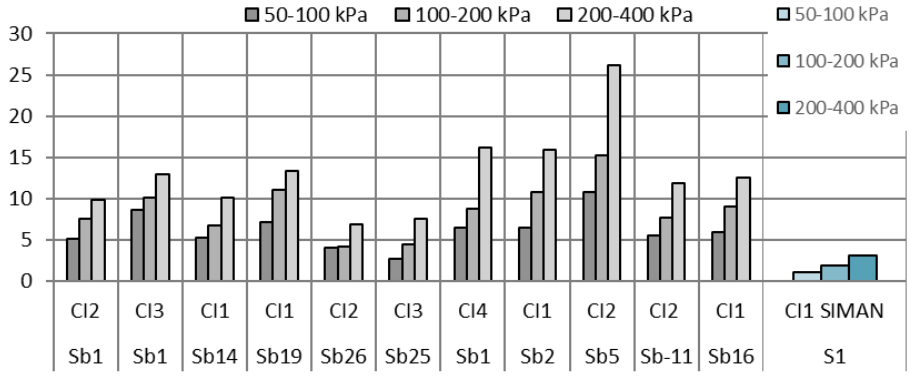


Figura 11.29 Unità DAMC. Modulo edometrico, Eed (da edometriche)

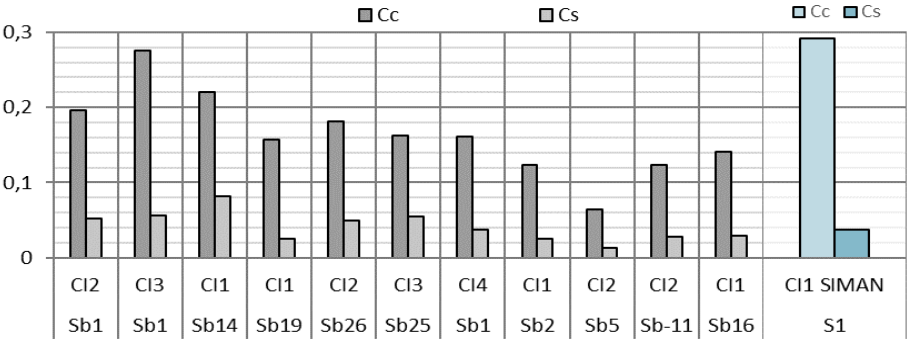


Figura 11.30 Unità DAMC. Modulo di compressione vergine, Cc; modulo di carico/scarico, Cs

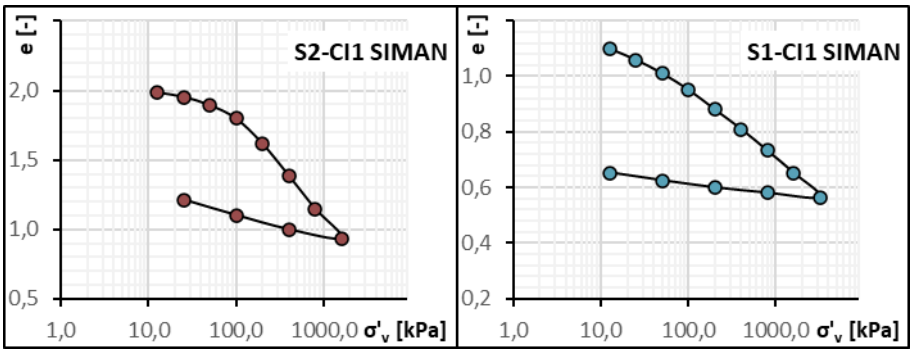


Figura 11.31 Unità DF e Unità DAMC: Curve di compressibilità edometrica

11.2.7 Coefficiente di consolidazione e permeabilità

L'elaborazione delle curve di consolidazione delle prove edometriche consente di stimare il coefficiente di consolidazione verticale C_v e il coefficiente di permeabilità verticale k_v. Di seguito una sintesi dei risultati ottenuti.

	C_v [cm^2/s]	k_v [cm/s]
DF	$7,6 – 5,2 \times 10^{-4}$ (Figura 11.32)	$1,1 \times 10^{-7}$ (Figura 11.33Figura 11.28)
DAMC	$4,4 \times 10^{-4}$ (Figura 11.34)	$1,8 \times 10^{-7}$ (Figura 11.35)

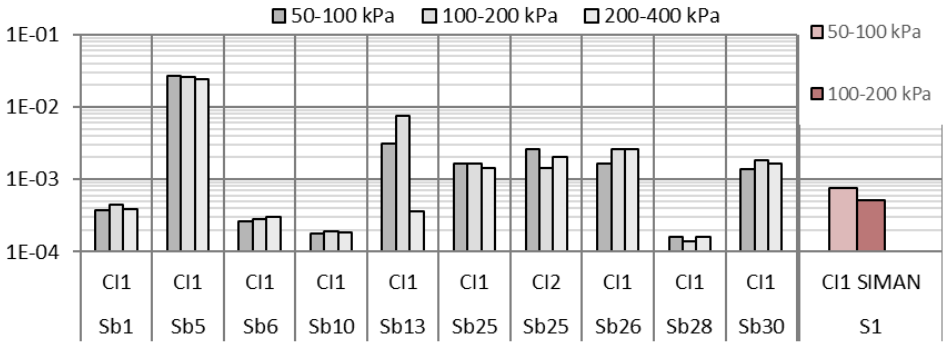


Figura 11.32 Unità DF. coefficiente di consolidazione verticale Cv

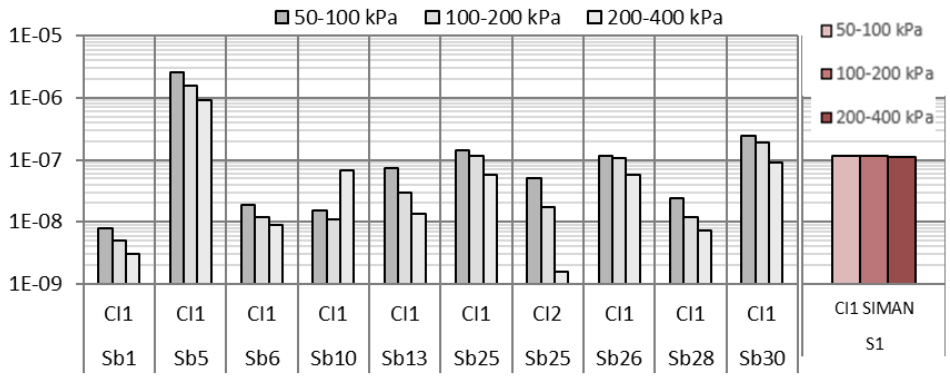


Figura 11.33 Unità DF. coefficiente di permeabilità kv

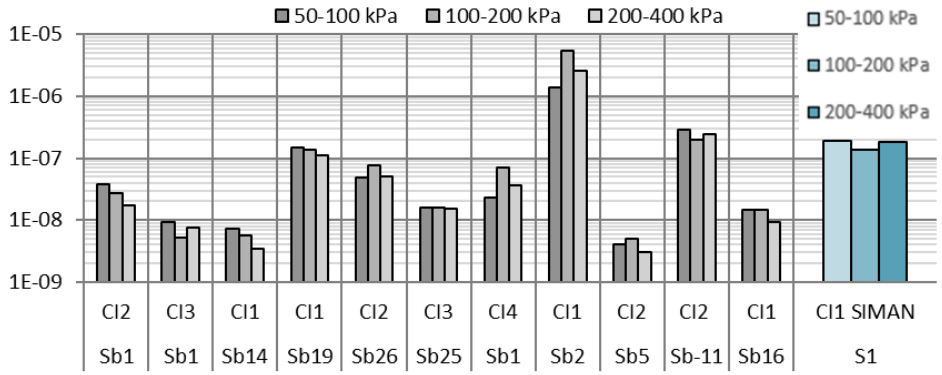


Figura 11.34 Unità DAMC. coefficiente di consolidazione verticale Cv

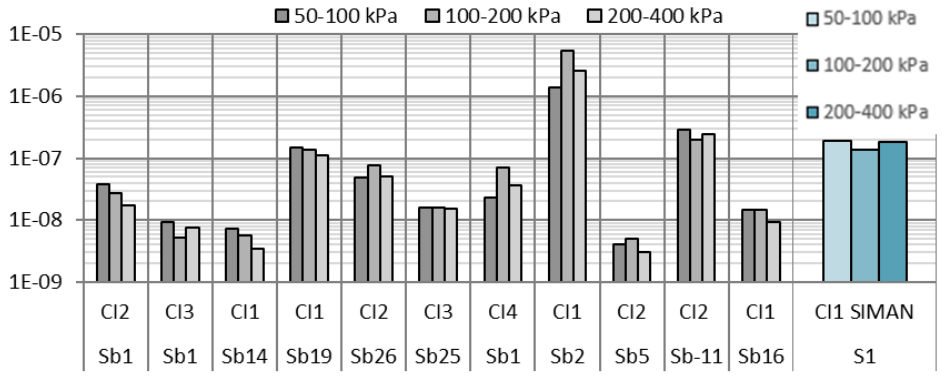


Figura 11.35 Unità DAMC. coefficiente di permeabilità kv

11.3 QUADRO SINOTTICO DI RIFERIMENTO

Per la scelta dei **valori caratteristici** dei parametri geotecnici si assume come riferimento il quadro sinottico generale dei parametri geotecnici **derivati** dall'elaborazione del complesso delle indagini disponibili nell'area del nuovo terminal Ravano, i cui dettagli possono essere trovati nella relazione di caratterizzazione dei terreni (21_08_PE_R105).

Il quadro sinottico riportato in Tabella 11.1 fornisce dunque il campo di variazione delle diverse proprietà da cui scegliere i valori caratteristici dei parametri in relazione alle esigenze progettuali

Secondo quanto previsto dalla Norma tecnica nazionale (§ 6.2.3 delle NTC2018), i parametri geotecnici caratteristici **sono una stima ragionata e cautelativa** per ciascuno degli stati limite considerati.

Tabella 11.1 Quadro sinottico generale delle proprietà geotecniche dei terreni

				Unità DA Dep. Antropico	**Unità DF** Dep. marini Fangosi	**Unità DAMC** Dep. Alluvionali/Marini Coesivi marina	**Unità DAC** Dep. Alluvionale Coesivi	**Unità DAS** Dep. Alluvionale Sabbiosi
Peso di volume	γ [kN/m^3]			17,5÷18,5	13,9÷19,9	18,9÷20,3	17,7 ÷ 20,8	20,0 ÷ 20,7
Peso specifico dei grani	γ_s [kN/m^3]			-	25,6÷26,8	25,1÷26,9	25,6÷26,4	25,8÷26,7
Contenuto d'acqua	**w** [%]			-	20 ÷130	14 ÷ 29	18 ÷ 37	17 ÷ 24
Limite liquido	$\mathbf{W_L}$ [%]			-	40 ÷ 70	25 ÷ 45	29 ÷ 40	25 ÷ 36
Indice di plasticità	**IP** [%]			-	15 ÷50	5 ÷25	9 ÷21	6 ÷ 16
Caratteristiche di resistenza al picco	$\mathbf{c_p'}$ / $\boldsymbol{\varphi_p'}$ [kPa] [°]	SPT		29° ÷ 44°	/	/	/	/
		DPSH		28° ÷ 38°	/	/	/	/
		TD	coes gran	-	0 / 28°	10 / 26° 0 / 35°	15 / 25° 0 / 35°	0 / 36°
		CID	coes gran	-	0 / 28°	12 / 27° 0 / 33°	15 / 25° /	0 / 34°
Caratteristiche di resistenza in tensioni totali	**Cu** [kPa]	UU e ELL			15 ÷ 42	50 ÷ 80	/	/
		CPTu	mare terra	/ /	10 2,6·z	2,6·(-8,15-z) 2,6·z	2,6·(-8,15-z) 2,6·z	/ /
		DMT	mare terra	/	10 2,5·z	2,5·(-8-z) 2,5·z	2,5·(-8-z) 2,5·z	/ /
		Vane Test		/	10 ÷ 15	/	/	/
Modulo edometrico	**M** [MPa]	CPTu	mare terra	/	0,5 2	/ 6	/ 10	/ 25
		ED	50-100 100-200 200-400	/	0,6 ÷ 5 1,0 ÷ 8,5 1,8 ÷ 12,8	2,7 ÷ 7,1 4,2 ÷ 11,1 6,9 ÷ 26,1	1,6 ÷ 13,9 2,6 ÷ 21,2 4,3 ÷ 32,6	4,5 ÷ 10,4 7,4 ÷ 17,1 10,8 ÷ 20,9

Permeabilità	**cv** [cm²/s]	ED		/	$1,6\cdot10^{-4}\div2,4\cdot10^{-2}$	$3,5\cdot10^{-4}\div6,1\cdot10^{-1}$	$1,0\cdot10^{-4}\div6,5\cdot10^{-2}$	*$5,3\cdot10^{-4}\div5,9\cdot10^{-3}$*
	kv [cmk²/s	ED		/	$1,6\cdot10^{-9}\div2,6\cdot10^{-6}$	$3,0\cdot10^{-9}\div5,5\cdot10^{-6}$	$2,4\cdot10^{-9}\div2,9\cdot10^{-7}$	*$5,9\cdot10^{-9}\div6,8\cdot10^{-8}$*
Modulo elastico	**E_{50} [MPa]**	CID		/	3-6	4-16	/	/
	$E_{25\%}$ [MPa]	SPT		7 ÷ 30	/	/	/	/
	$E_{25\%}$ [MPa]	DPSH		5 ÷ 30	/	/	/	/
	E_y [MPa]	DMT	mare terra	/ 10	0,5 2	/ 10	/ 20	/ 60
Modulo di taglio a piccole deformazioni	**G_0** [MPa]	DH		90 ÷ 191	158 ÷ 285	187÷ 285	268 ÷ 523	/
		CPTu	mare terra	/ /	7 35	/ 75	/ 110	/ 150

ED: Prova edometrica TD: Taglio Diretto UU: Triassiale non consolidata non drenata ELL: espansione laterale libera CID: Triassiale consolidata non drenata DH: Prova Down-hole DMT: Prova Dilatometrica Marchetti
coes: valore determinato sulla frazione più coesiva del deposito gran: valore determinato sulla frazione più granulare del deposito
mare: valori determinati dalle prove fatte a mare terra: valori determinati dalle prove fatte a terra
in corsivo: valori determinati sulla frazione fine del campione

11.4 PARAMETRI ADOTTATI NELLE CALCOLAZIONI (VALORI CARATTERISTICI)

In Tabella 11.2 sono sintetizzati valori caratteristici delle proprietà geotecniche dei terreni adottati per le analisi.

Tabella 11.2 Valori caratteristici dei parametri geotecnici

		Unità DA Dep. Antropico	**Unità DF** Dep. marini Fangosi	**Unità DAMC** Dep. Alluvionali/Marini	**Unità DAC** Dep. Alluvionale Coesivi
Peso di volume	**γ** [kN/m³]	18,0	17,0	19,0	19,5
Modulo elastico	**E_y** [MPa]	10	1,5	1,5	4,5
Caratteristiche di resistenza al picco	**c_p' / φ_p'** [kPa] [°]	0 / 30°	0 / 28°	12 / 28°	15 / 27°

Come criterio generale per la scelta, ove appropriato, si è fatto riferimento ai valori medi delle grandezze all'interno del rispettivo campo di variazione, con alcune necessarie precisazioni:

- Le caratteristiche di resistenza dei depositi antropici (DA) sono state calibrate tenendo conto dell'alternanza di livelli granulari e a grana fine;

- il valore del peso di volume di un'unità geotecnica può influenzare tanto le azioni quanto le resistenze; pertanto si fa riferimento al valore medio nel campo di variabilità, arrotondando opportunamente;
- per le caratteristiche di resistenza dei terreni naturali (DAMC e DAC), poiché i parametri derivati riflettono la significativa presenza della frazione sabbiosa nei depositi, in via cautelativa sono stati scelti valori caratteristici prossimi ai valori minimi ottenuti dalle prove;
- i valori indicati per i moduli di rigidezza, un sol valore per ciascun terreno, sono solo i valori di riferimento sui quali si costruisce il modello costitutivo per le analisi, ma la legge costitutiva utilizzata nella modellazione numerica correttamente include la variabilità dei moduli di rigidezza del terreno in funzione dello sforzo efficace verticale (incrudimento volumetrico) e del rapporto di carico $\eta = q/p'$ (incrudimento deviatorico) nonché una dipendenza dei moduli dal percorso di carico/scarico. In tal modo, il comportamento non lineare dei terreni risulta rappresentato.

12 SICUREZZA DELL'OPERA

12.1 QUADRO NORMATIVO

In accordo alle NTC 2018, le verifiche di sicurezza sono svolte secondo il metodo semi-probabilistico con l'applicazione di coefficienti di sicurezza parziali, tenendo conto dei possibili Stati Limite Ultimi (**SLU**) e di esercizio (**SLE**) per le condizioni statiche e dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**) e di danno (**SLD**) per le condizioni sismiche. La recente normativa ha introdotto una serie di novità sulle ipotesi da adottare nelle verifiche, che impattano significativamente sulle dimensioni delle opere in progetto. Fra queste:

- **il sovra-escavo in zona passiva:** relativamente al modello geometrico di riferimento per il calcolo delle opere di sostegno, le NTC2018 prevedono che qualora la funzione di sostegno sia affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera (come tipicamente accade per le paratie), la quota di valle debba essere diminuita di una quantità corrispondente al minore fra i seguenti valori
    - 10% dell'altezza di terreno da sostenere nel caso di opere a sbalzo;
    - 10% della differenza di quota fra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo nel caso di opere vincolate;
    - 0,50 m.
- le verifiche agli stati limite di tipo sismico si eseguono con parametri geotecnici caratteristici (fattori parziali γ_M unitari);
- i coefficienti parziali sulle Resistenze per le verifiche geotecniche in condizioni sismiche assumono valori diversi dei corrispondenti valori in condizioni statiche;
- i coefficienti di spostamento β per la valutazione delle azioni sismiche pseudo-statiche sono maggiori dei corrispondenti valori nella precedente versione della Norma.

12.1.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU e SLV)

Per ogni stato limite ultimo è stato verificato il rispetto della condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore della azione (o dell'effetto dell'azione) di progetto e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Gli effetti delle azioni di progetto possono essere calcolati applicando il coefficiente di sicurezza parziale, o direttamente sulle azioni o sull'effetto finale:

$$E_d = E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d) \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E E(F_k, X_k/\gamma_M, a_d)$$

con il seguente significato dei simboli

- E_d valore di progetto dell'azione o del suo effetto;
- F_k valore caratteristico di un'azione;
- X_k valori caratteristici delle proprietà dei materiali (o del terreno);
- a_d valori di progetto di un parametro geometrico;
- γ_F coefficienti parziali per le azioni;
- γ_E coefficienti parziali per gli effetti delle azioni;
- γ_M coefficiente parziali per i materiali.

Le resistenze R_d possono essere calcolate in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe:

$$R_d = R(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d)/\gamma_R$$

dove oltre ai precedenti simboli si considerano i seguenti:

- R_d valore di progetto della resistenza;
- γ_R coefficienti parziali per le resistenze.

Le NTC2018 stabiliscono uno specifico approccio progettuale per ogni opera o verifica geotecnica tra due possibili, Approccio 1 e Approccio 2, recependoli dall'Eurocodice 7. Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti. Per ciascuna combinazione prevista, sono prescritti i coefficienti parziali definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze nelle verifiche in condizioni statiche (R1, R2 e R3), riassunti nelle successive tabelle.

Tabella 12.1 Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratteristiche): γ_F (o γ_E).

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale	A1	A2	UPL
Permanenti	Sfav.	γ_{G1}	1,3	1,0	1,1
	Fav.	γ_{G1}	1,0	1,0	0,9
Permanenti non strutturali	Sfav.	γ_{G2}	1,5	1,3	1,5
	Fav.	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
Variabili	Sfav.	γ_{Qi}	1,5	1,3	1,5
	Fav.	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0

Tabella 12.2 Coefficienti parziali sui parametri caratteristici del terreno: γ_M

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coeff. parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente della resistenza a taglio	φ'	$\gamma_{\phi'}$	1	1,25
Coesione efficace	c'	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistenza non drenata	c_u	γ_{cu}	1	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

Tabella 12.3 Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Resistenza	Simbolo	R2
	γ_R	1,1

Nelle verifiche sismiche, le azioni dipendono dai valori di a_g, F_0 e T_C^* che si trovano negli Allegati A e B alle NTC2008; le resistenze devono tenere conto dei coefficienti parziali γ_R tabellati:

Tabella 12.4 Coefficienti parziali sulle resistenze γ_R per verifiche SLV e SLD di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (applicabile alla verifica di stabilità generale dell'opera in condizioni SLV e SLD)

Resistenza	Simbolo	Coefficiente parziale
	γ_R	1,2

12.1.2 Approcci e combinazioni utilizzate per le verifiche

Nell'ambito delle scelte consentite dalla Norma, le verifiche in condizioni statiche e sismiche sono eseguite come di seguito specificato:

- opere di sostegno flessibili: Approccio 1 con le due combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1;
- verifiche di stabilità globale: Approccio 1 – A2+M2+R2

Inoltre, nella combinazione delle azioni per le verifiche sismiche le azioni vengono combinate senza amplificare i carichi permanenti ed utilizzando il coefficiente di combinazione per gli eventuali carichi variabili, come previsto al § 2.5.2. delle NTC2018.

12.1.3 Verifiche delle prestazioni (SLE e SLD): quantificazione dei limiti

Le verifiche hanno l'obbiettivo di controllare che, in condizioni di esercizio, l'opera si comporti nei limiti previsti per il regolare funzionamento di tutti gli impianti. A tal fine si deve verificare che il valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d (spostamenti, rotazioni, etc.) sia minore del corrispondente valore limite C_d

$$E_d \leq C_d$$

per gli stati limite di servizio in condizioni statiche (SLE) e sismiche (SLD).

Nel caso in esame gli spostamenti ammissibili sono da definire nei termini di cedimenti (e distorsioni) indotti sugli edifici esistenti, per effetto della subsidenza. In Tabella 12.5 si riportano i valori limite dei cedimenti e delle rotazioni secondo O'Brien (2012):

Tabella 12.5 Valori degli spostamenti ammissibili

Tabella 2. *Valori degli spostamenti ammissibili (modificato da O'Brien, 2012).*

TIPO DI STRUTTURA	TIPO DI DANNO	CRITERIO	VALORI SUGGERITI	COMMENTI
Edifici intelaiati e murature rinforzate	ULS per danno strutturale	Distorsione angolare	1/150 ÷ 1/250	Problemi di ULS a questi valori
Edifici intelaiati e murature rinforzate	SLS Fessure dei muri e tompagni	Distorsione angolare	1/300 ÷ 1/500	Problemi di SLS a questi valori
Murature non rinforzate	Inizio fessurazioni visibili	Rapporto di inflessione	Concavità verso l'alto: 1/2500 (L/H = 1) 1/1250 (L/H = 5) Concavità verso il basso : 1/5000 (L/H = 1) 1/2500 (L/H = 5)	Con questi valori, danni lievi; possibili movimenti maggiori H = altezza L = lunghezza dell'edificio
Serbatoi metallici per liquidi	SLS di perdite	Distorsione angolare	1/300 ÷ 1/500	
Impianti	SLS	Cedimento massimo	150 mm	Meno per reti di gas
Binari di gru	SLS sul funzionamento	Distorsione angolare	1/300	Dipende dalla particolare gru
Pavimenti, piastre	SLS sul drenaggio	Distorsione angolare	1/50 ÷ 1/100	Dipende dal caso specifico
Cataste di elementi	ULS collasso	Rotazione	1/100	
Macchinari	SLS sul funzionamento	Distorsione angolare	1/300 ÷ 1/5000	Dipende dal tipo di macchinario
Torri, edifici alti	Aspetto	Rotazione	1/250	Rotazioni maggiori visibili
Ascensori e scale mobili	SLS funzionalità	Rotazione	1/200 ÷ 1/2000	Rotazione dopo l'installazione
Ponti	SLS	Distorsione angolare	1/250 ÷ 1/500	Dipende dal tipo di impalcato
Ponti	SLS	Cedimento massimo	60 mm	Valore tipico
Ponti	SLS apparecchi di appoggio	Spostamenti orizzontali	40 mm	Valore tipico

12.2 AZIONI SULLE OPERE

Le azioni da considerare nel progetto della paratia, oltre alla spinta delle terre, sono le seguenti:

- azioni sismiche (E);
- sovraccarico di piazzale (q_1);
- sovraccarico dei mezzi d'opera in fase costruttiva (q_m);
- Il peso dello scatolare gettato in opera (g).

Nel seguito si riportano i valori delle azioni considerate nel dimensionamento, specificandone anche la categoria d'uso con riferimento al §2.5.2 delle NTC 2018.

12.2.1 Azioni Sismiche (E)

Le NTC2018 prescrivono che sotto l'effetto delle azioni sismiche di progetto sia garantito il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso che, oltre agli elementi strutturali in elevazione e di fondazione, quelli non strutturali e gli impianti, include il volume significativo di terreno (§7.1 NTC2018). Inoltre al §7.11.1 si precisa che le verifiche agli stati limite ultimi di opere e sistemi geotecnici si riferiscono:

- al solo Stato Limite di Danno (**SLD**) per gli stati limite di esercizio;
- al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (**SLV**) per gli stati limite ultimi.

Pertanto, con riferimento agli stati limite pertinenti, la norma fornisce le seguenti definizioni:

- **Stato Limite di Danno** (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- **Stato Limite di salvaguardia della Vita** (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

L'effetto del sisma, su opere di sostegno come quella in esame, si manifesta come sovrapposizione di più contributi, generalmente schematizzabili come:

- Azioni pseudo-statiche applicate alle masse di terreno;
- Azioni Idrodinamiche dovute all'acqua libera e l'acqua nei terreni ad alta permeabilità a contatto con l'opera;
- Azioni inerziali sulle strutture.

La quantificazione degli effetti appena indicati implica la conoscenza delle accelerazioni sismiche per il sito di costruzione, accelerazioni che si ottengono dalla pericolosità sismica di base, tenendo conto delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che condizionano la risposta sismica locale.

Per l'opera in questione, sono state considerate:

- Coordinate topografiche del sito: long. 9,855847; lat. 44,111277
- vita nominale dell'opera (V_N): 50 anni;
- classe d'uso dell'opera: II (coefficiente d'uso C_u=1,0);
- categoria di sottosuolo: C
- categoria topografica: T1



Figura 12.1 Localizzazione geografica del sito (da Google Maps)

La pericolosità sismica di base è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di suolo A), con probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area di costruzione. Per questo progetto, i valori di accelerazione sismica fanno riferimento alla mappa sismica nazionale.

Tenuto conto della vita nominale dell'opera e della sua classe d'uso, il periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica di riferimento è pari a V_R = 50 anni. Definito il periodo di riferimento e nota la posizione geografica del sito, la mappa sismica nazionale fornisce i seguenti valori dell'accelerazione orizzontale relativi alla pericolosità sismica di base del sito, per sottosuolo rigido e piano campagna orizzontale:

- SLD (P_{VR}=63%; T_R =50 anni[1]): a_g = 0,051 g
- SLV (P_{VR}=10%; T_R = 475anni[2]): a_g = 0,125 g

Tenendo conto dell'amplificazione stratigrafica determinata da un sottosuolo di categoria C (S_S =1,500) e che per il sito in esame non sono presenti amplificazioni topografiche (S_T=1,00) si ricavano i valori di accelerazione massima attesa al sito:

Tabella 12.6 Accelerazioni massime di riferimento, allo SLD e SLV, attese per il sito in oggetto

	a_g	**S_s**	**S_T**	**a_{max}/g**
SLD	0,051	1,500	1,00	**0,076**
SLV	0,125	1,500	1,00	**0,187**

12.2.1.1 Coefficienti sismici per la valutazione delle azioni sismiche con il metodo pseudostatico

Le NTC2018 consentono di valutare l'azione sismica sulle paratie attraverso metodi pseudostatici.

La normativa richiede di considerare comunque i seguenti aspetti:

- effetti inerziali sul terreno, sulle strutture di sostegno e su eventuali carichi aggiuntivi presenti;
- comportamento anelastico e non lineare del terreno;
- effetto della distribuzione delle pressioni interstiziali, se presenti, sulle azioni scambiate fra il terreno e l'opera di sostegno;

[1] Tempo di ritorno del sisma allo SLD: $T_R = V_R$
[2] Tempo di ritorno del sisma allo SLV: $T_R = 9{,}50 \cdot V_R$

- condizioni di drenaggio;
- influenza degli spostamenti dell'opera sulla mobilitazione delle condizioni di equilibrio limite.

Quando l'azione sismica sulle paratie viene valutata con metodi pseudostatici, la Norma prevede di considerare la riduzione dell'accelerazione massima di riferimento per tener conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (coefficiente α) e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (coefficiente β). In Figura 12.2 sono rappresentati i diagrammi proposti nelle NTC2018 per la valutazione dei coefficienti di deformabilità, α, e di spostamento, β.

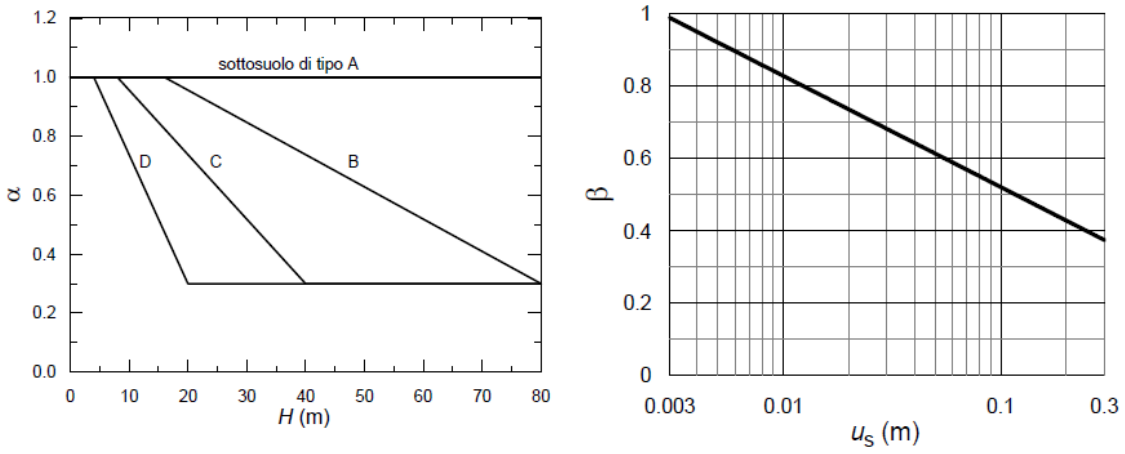


Figura 12.2 Coefficienti riduttivi dell'accelerazione massima per la valutazione delle spinte sismiche delle paratie con metodi pseudostatici.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali per la valutazione delle spinte del terreno allo stato limite di salvaguardia della vita **(SLV)** assumono i valori riportati in Tabella 12.7.

Tabella 12.7 coefficienti sismici orizzontali allo SLV

	a_{max}/g	α	β	$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g)$	k_v	Zona
Area Siman	**0,187**	1,0	0,8	0,150	0,0	Attiva
	0,187	1,0	0,8	0,150	0,0	Passiva

Vista l'altezza della paratia in questione, sia in zona attiva che passiva è stato adottato cautelativamente $\alpha = 1{,}00$. Il valore di $\beta = 0{,}80$ deriva dall'ammettere uno spostamento massimo permanente di circa 1,0 cm, inferiore a $0{,}005 \cdot H$.

I coefficienti sismici orizzontali e verticali allo stato limite di salvaguardia della vita **(SLD)** assumono i seguenti valori (Tabella 12.8).

Tabella 12.8 Accelerazioni massime di riferimento allo SLD

	a_{max}/g	α	β	$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot (a_{max}/g)$	k_v	Zona
Fosso Melara	**0,076**	1,0	1,0	0,076	0,0	Attiva
	0,076	1,0	1,0	0,076	0,0	Passiva

Il valore di $\beta = 1{,}00$ deriva dal non voler ammettere spostamenti permanenti per lo stato limite in oggetto.

Con riferimento alla stabilità globale delle opere in esame i coefficienti sismici orizzontali e verticali per **SLV** assumono i seguenti valori:

$k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0{,}38 \cdot 0{,}187 = 0{,}071$

$k_v = \pm 0{,}5\ k_h = \pm 0{,}035$

mentre per lo **SLD** assumono i seguenti valori:

$k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g) = 0{,}47 \cdot 0{,}076 = 0{,}035$

$k_v = \pm 0{,}5\ k_h = \pm 0{,}018$

Come si evince dalla precedente sintesi i coefficienti sismici allo SLD risultano minori di quelli allo SLV, pertanto le analisi di stabilità globale possono essere omesse perché implicitamente soddisfatte.

12.2.1.2 Azione Idrodinamica (Westergaard): effetto dell'acqua libera (A)

In presenza di acqua libera ed opera di sostegno impermeabile è necessario considerare l'incremento ed il decremento della pressione dell'acqua agente sulla parete originata dell'oscillazione sismica del sistema. Tale componente, definita azione idrodinamica può essere stimata con la soluzione di Westergaard (1933) come indicato in Figura 12.3.

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{Hz}$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

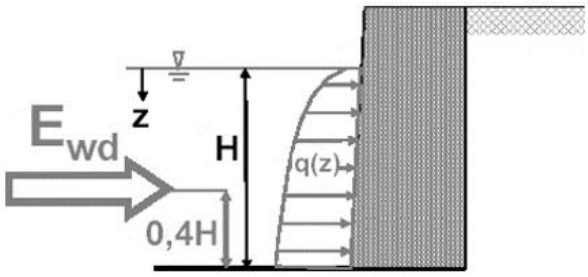
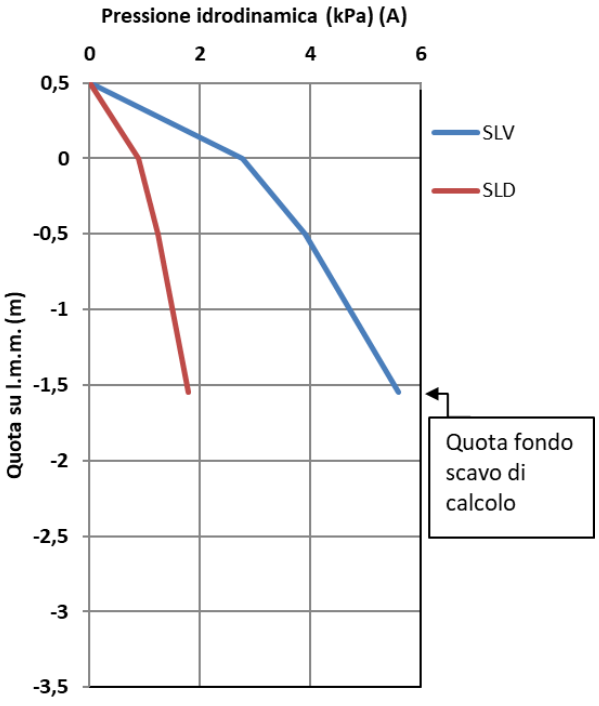


Figura 12.3 Pressione idrodinamica indotta dall'azione sismica (Westergaard, 1933)

In Tabella 12.9 si riportano i valori ed i rispettivi diagrammi allo SLD ed SLV dell'azione idrodinamica considerati nel progetto della struttura di sostegno in esame.

Tabella 12.9 Azione idrodinamica (Westergaard) allo SLD ed SLV

Profondità		Pressione Idrodin. (A)	
[m]		[kPa]	
testa par.	*l.m.m.*	SLV	SLD
-1,5	0,5	0,0	0,0
-2	0	2,8	1,4
-2,5	-0,5	3,9	2,0
-3,55	-1,55	5,6	2,9
-3,55	-1,55	4,2	2,1
-5	-3	5,5	2,8



12.2.1.3 Azione Idrodinamica sui terreni permeabili sotto falda (Matsuo e O'hara, 1965) (B)

L'effetto idrodinamico dovuto all'acqua libera nel terreno nelle condizioni di Alta Permeabilità differisce dalla pressione ottenuta di Westergaard. Va infatti considerato che anche in terreni permeabili il moto dell'acqua si trova ad interagire con lo scheletro solido. Matsuo ed O'hara (1965) derivano una formula per stimare la pressione idrodinamica contro un'opera di sostegno rigida sotto le ipotesi di:

- pressione idrodinamica indotta dal solo flusso dell'acqua nei pori del terreno;
- assenza di deformazioni volumetriche dello scheletro solido del terreno durante la vibrazione;
- validità della legge di Darcy per il flusso dell'acqua nel terreno.

Sotto tali condizioni gli Autori determinano l'andamento normalizzato della pressione idrodinamica $P_{wd}/(k_h\gamma_w H_w^2)$ rispetto al parametro adimensionale $2\pi n\gamma_w H^2/E_w KT$ in cui, oltre ai parametri già definiti, si considerano la porosità (n), il modulo di compressibilità volumetrica dell'acqua (E_w=2,2GPa) e il periodo di vibrazione dell'oscillazione sismica (T).

In Figura 12.4 Pressione idrodinamica normalizzata in terreni sotto falda (Matsuo ed Ohara, 1965) è riportato il grafico ottenuto dagli Autori.

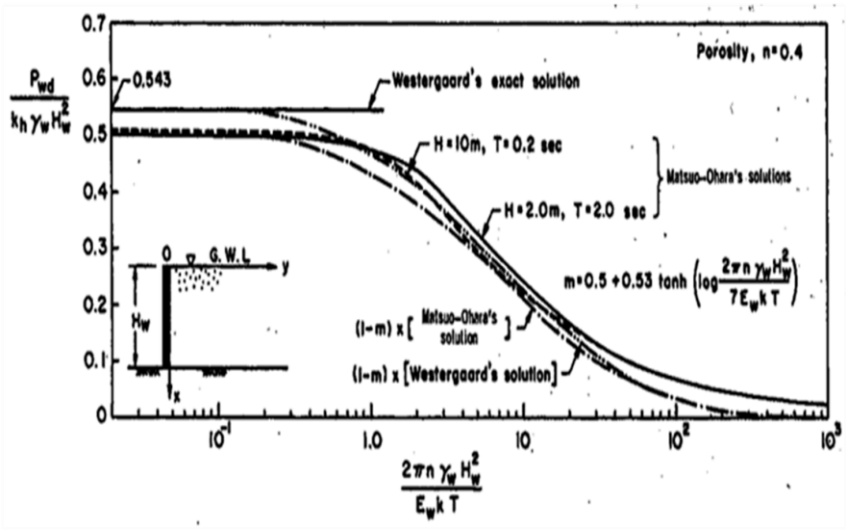


Figura 12.4 Pressione idrodinamica normalizzata in terreni sotto falda (Matsuo ed Ohara, 1965)

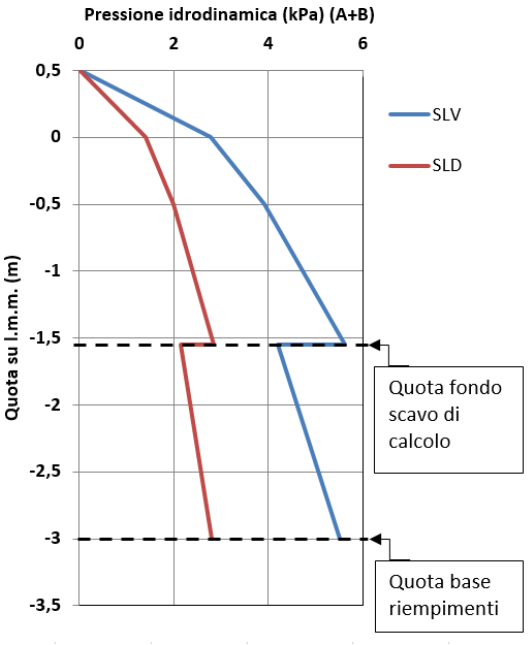
In via cautelativa, la pressione idrodinamica dell'acqua nel terreno può essere stimata come il 60% della corrispondente pressione di Westergaard.

Nel caso in esame, per entrambe le sponde del canale, l'azione idrodinamica nei terreni permeabili agisce su tutta l'altezza delle paratie a contatto con i depositi antropici, sia in zona attiva che passiva.

In Tabella 12.10 si riportano i valori dell'azione idrodinamica sui terreni permeabili ed il relativo diagramma dell'azione idrodinamica complessiva, ottenuti come somma dell'azione idrodinamica dovuta all'acqua libera (Westergaard) e all'acqua nei terreni permeabili (Matsuo e Ohara).

Tabella 12.10 Azione idrodinamica complessiva considerata nel progetto (SLD/SLV)

Profondità		Pressione Idrodin. (A+B)	
[m]		[kPa]	
testa par.	*l.m.m.*	SLV	SLD
-1,5	0,5	0,0	0,0
-2	0	1,7	0,9
-2,5	-0,5	2,4	1,2
-3,55	-1,55	3,5	1,8
-3,55	-1,55	3,5	1,8
-5	-3	4,6	2,3



12.2.2 Sovraccarico Piazzale (q_1)

L'opera viene progettata considerando un sovraccarico variabile uniformemente distribuito dovuto all'utilizzo del piazzale a servizio delle attività produttive:

$$q_{1k} = 20 \text{ kPa}$$

il quale è classificato come un carico di **Categoria F** (Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di autoveicoli di peso ≤ 30 kN).

12.2.3 Mezzi d'opera

Quando opportuno, le verifiche in fase di costruzione sono state eseguite considerando il sovraccarico attribuibile alla presenza di mezzi d'opera di tipo ordinario, che vale

$$\mathbf{q_{m,L} = 20\ kPa}$$

12.2.4 Peso dello Scatolare (g)

Nelle analisi è stato considerato un carico uniformemente distribuito agente sul piano di fondo scavo e avente risultante pari al peso unitario dello scatolare gettato in opera (vuoto). Il carico vale:

$$\mathbf{g = W_{Scat} / B \approx 27{,}0\ kPa}$$

dove (vedi anche Figura 12.5):

- W = 97,5 kN/m (peso unitario dello scatolare, trascurando il grigliato di chiusura)
- B = 3,60 m (larghezza media della sezione corrente dello scavo)

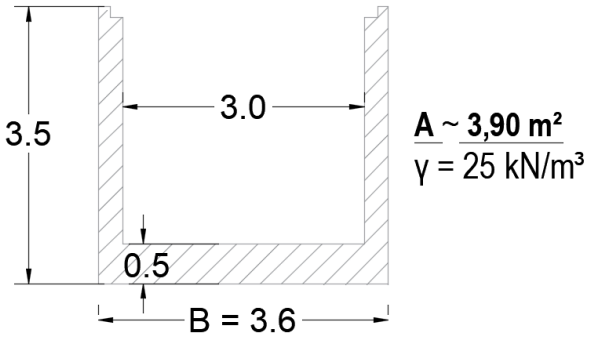


Figura 12.5 Sezione corrente dello scatolare

Al fine della combinazione delle azioni, il carico è classificato come carico permanente portato (g_2), di tipologia favorevole alle verifiche.

12.2.5 Combinazione delle Azioni

Ai fini delle verifiche agli stati limite, sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni (§2.5.3 delle NTC2018):

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli Stati limite di esercizio irreversibili (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \ldots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (SLD e SLV):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \ldots$$

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

In Tabella 12.11 si riportano i valori dei coefficienti di combinazione adottati per il progetto in esame, determinati tenendo conto della categoria delle singole azioni.

Tabella 12.11 Valori dei coefficienti di combinazione ψ

	Sovraccarico Piazzale	**Sisma**	**Mezzi d'opera**
	q_1	**E**	**q_m**
SLE rara	1,0	-	-
SLU 11	1,0	-	-
SLU 12	1,0	-	-
SLD	0,6 (ψ_{21})	1,0	-
SLV	0,6 (ψ_{21})	1,0	-
SLE – Costr	-	-	1,0
SLU11- Costr	-	-	1,0
SLU12 - Costr	-	-	1,0

Le combinazioni "costr" (SLE – costr, SLU 11 – costr...) sono combinazioni di carico considerate nelle verifiche di sicurezza in fase costruttiva, dove è presente il sovraccarico dei **mezzi d'opera** ordinari $q_{m,L}$.

Si sottolinea che le combinazioni della famiglia "SLU 11" (Approccio 1 Combinazione 1) sono combinazioni dove l'effetto delle azioni di progetto (E_d) è determinato applicando i valori dei coefficienti parziali per le azioni (γ_F) del gruppo A1, mentre per i terreni si

considerano i coefficienti parziali sui parametri geotecnici del gruppo M1 (parametri caratteristici).

Le combinazioni della famiglia "SLU 12" (Approccio 1 Combinazione 2) sono combinazioni dove l'effetto delle azioni di progetto (E_d) è determinato applicando i valori dei coefficienti parziali per le azioni (γ_F) del gruppo A2; per i terreni si considerano i coefficienti parziali sui parametri geotecnici del gruppo M2 (parametri di progetto, ridotti).

Le combinazioni della famiglia "SLV e SLD" sono combinazioni sismiche dove l'effetto delle azioni di progetto (E_d) è determinato applicando i valori dei coefficienti parziali pari a 1 sia per le azioni che sui parametri geotecnici.

Nel progetto i carichi sono stati considerati alternativamente agenti o su una sola sponda del canale, o su entrambe le sponde del canale, pertanto nella presentazione dei risultati del calcolo le combinazioni verranno denominate "A" (asimmetrico, es. SLE-A, SLU11-A...) o "Sym" (simmetrico, es. SLE-Sym, SLU11-Sym...) (Figura 12.6).

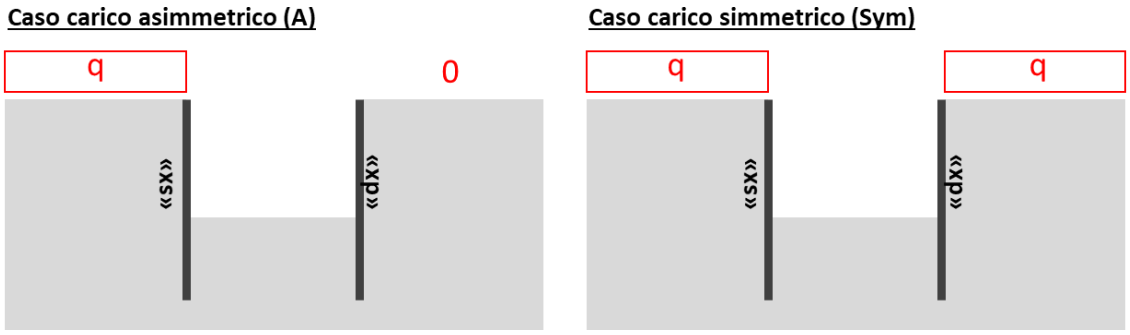


Figura 12.6 Sintesi schemi di carico asimmetrici "A" e simmetrici, "B"

13 ANALISI NUMERICHE DELLE OPERE IN PROGETTO

Nel caso in esame, le analisi in condizioni statiche (Stato Limite Ultimo e Stato Limite di Servizio) e sismiche (effettuate utilizzando il metodo pseudostatico) sono state condotte con l'impiego di un software dedicato alla risoluzione di problemi di tipo geotecnico, **Plaxis 2D**.

Il codice di calcolo Plaxis utilizza il metodo degli elementi finiti (F.E.M.), si basa su una discretizzazione del mezzo (definizione della *mesh*) con l'ipotesi che gli elementi si scambino le azioni solo attraverso i punti nodali; in tali punti nel rispetto dell'equilibrio e della congruenza, attraverso la definizione dei legami costitutivi, si ottengono delle equazioni le cui soluzioni determinano gli spostamenti nodali. Una volta noti gli spostamenti ai nodi attraverso la definizione delle cosiddette funzioni di forma si ottengono le deformazioni e quindi gli spostamenti di tutti i punti costituenti l'elemento, dai quali, passando di nuovo per i legami costitutivi, si può risalire allo stato tensionale.

Le principali proprietà del programma sono:

- *Automatic mesh generation*: per la definizione della *mesh* Plaxis utilizza elementi triangolari che vengono generati in maniera completamente automatica, con la possibilità di raffittire gli stessi in corrispondenza di punti di interesse;
- *Interfaces*: sono utilizzate per simulare l'interazione tra le strutture e il terreno; è quindi possibile definire per uno strato sottile a contatto con la struttura dei valori di attrito e adesione che non sono necessariamente gli stessi del suolo circostante;
- *Advanced soil model*, è possibile utilizzare per il terreno modelli più avanzati rispetto a quello di Mohr-Coulomb;
- *Staged construction*: è possibile simulare processi di costruzione e di scavo per fasi successive permettendo quindi una valutazione più realistica dello stato tensionale iniziale e della sua variazione al progredire dell'intervento.
- *Phi-c reduction:* per la valutazione delle condizioni di stabilità globale sono state condotte analisi tipo *phi-c reduction*. Con tale analisi vengono ridotte progressivamente le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan\varphi'$ e c') fino al completo sviluppo del meccanismo di rottura.
- *Soil Test:* con tale funzione è possibile simulare numericamente delle prove di laboratorio (come Triassiali drenate/ non drenate, prove edometriche..) e pertanto

valutare se la risposta meccanica simulata dal modello costitutivo associato al materiale con i parametri in input è rappresentativa o meno del comportamento reale osservato in laboratorio.

Nel seguito si forniscono:

- Il dettaglio circa le principali ipotesi e strategie di modellazione;
- le sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU) e di salvaguardia della vita (SLV);
- le sollecitazioni e gli spostamenti allo stato limite di esercizio (SLE) e allo stato limite di danno (SLD).

13.1 IL MODELLO COSTITUTIVO HARDENING SOIL MODEL: CARATTERISTICHE PRINCIPALI

Al fine di modellare con migliore precisione l'interazione struttura-terreno, per i depositi maggiormente interessati dagli scarichi tensionali indotti dagli scavi, è stato utilizzato il legame costitutivo 'Hardening Soil Model' (HSM). In tale modello l'evoluzione della superficie di snervamento è legata sia a deformazioni volumetriche che distorsionali. L'Hardening Soil si basa sull'ipotesi alla base del noto modello iperbolico di Duncan & Chang (1970), secondo la quale in condizioni di compressione triassiale drenata, la relazione fra sforzo deviatorico q e deformazione assiale ε_a può essere ben approssimata da un'iperbole. Il modello di Duncan però, non prevede l'esistenza di una soglia plastica ed il comportamento risulta elastico, reversibile, mentre l'Hardening Soil Model considera una soglia plastica.

Le caratteristiche principali del modello sono:

- soglia plastica basata sul criterio di rottura di Mohr Coulomb;
- dilatanza;
- incrudimento deviatorico;
- incrudimento volumetrico;
- tre moduli di rigidezza indipendenti (deviatorico, edometrico e scarico-ricarico);
- dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale;
- storia di carico (pre-consolidazione).

L'idea base nella formulazione dell'Hardening Soil Model è che la curva sforzo – deformazione di un campione di terreno sottoposto ad una prova triassiale consolidata drenata sia descrivibile dalla seguente equazione:

$$-\varepsilon_1 = \varepsilon_{50}\frac{q}{q_a - q} = \frac{q_a}{2E_{50}}\frac{q}{q_a - q}$$

dove q è l'invariante deviatorico ($q = \sigma_1 - \sigma_3$), q_a è il valore limite asintotico della tensione deviatorica, E_{50} è il modulo elastico al 50% della tensione massima deviatorica e ε_{50} è la corrispondente grandezza di deformazione associata (Figura 13.1).

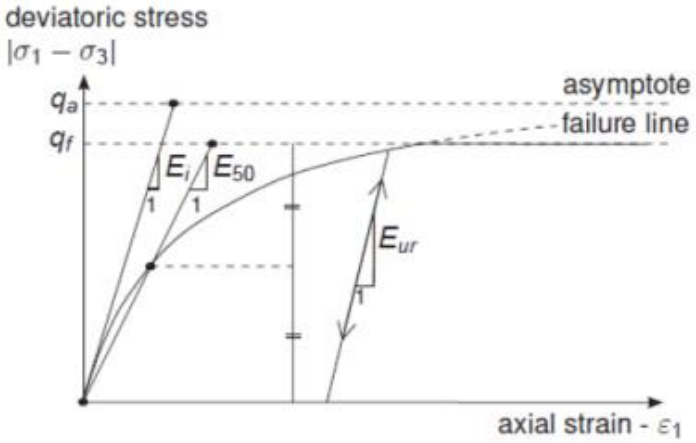


Figura 13.1 Parametri principali del modello HSM relativi ad una prova triassiale consolidata drenata

La tensione deviatorica a rottura (q_f) e la tensione limite asintotica (q_a) sono legate dal cosiddetto "failure Ratio" Rf:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

e, considerando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb, si ha che:

$$q_f = (c\ cot\varphi - \sigma'_3)\frac{2\ sen\varphi}{1 - sen\varphi}$$

In Plaxis $R_f = 0{,}9$ è assunto come parametro di default.

Per considerare il comportamento non lineare del terreno, con sviluppo di deformazioni irreversibili, l'Hardening Soil Model utilizza tre diverse espressioni della rigidezza del terreno, da scegliere in funzione del percorso di carico:

$$E_{50} = E_{50}^{ref}\left(\frac{c\cdot\cos\varphi - \sigma'_3\cdot\sin\varphi}{c\cdot\cos\varphi + p^{ref}\cdot\sin\varphi}\right)^m$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref}\left(\frac{\sigma'_1 + c\cdot cot\varphi}{p_{ref} + c\cdot cot\varphi}\right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref}\left(\frac{c\cdot\cos\varphi - \sigma'_3\cdot\sin\varphi}{c\cdot\cos\varphi + p^{ref}\cdot\sin\varphi}\right)^m$$

dove E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref} e E_{ur}^{ref} sono i valori che assumono le rigidezze in corrispondenza di una pressione di riferimento p_{ref} (di default in Plaxis p_{ref} = 100kPa) , ed *m* è un parametro di forma. Il modulo elastico di carico (E_{50}) e di scarico-ricarico (E_{ur}) sono legati alle tensioni principale minima (σ'_3), mentre il modulo edometrico (E_{oed}) è legato alla tensione principale massima (σ'_1).

La Figura 13.2 illustra gli elementi essenziali del modello costitutivo adottato.

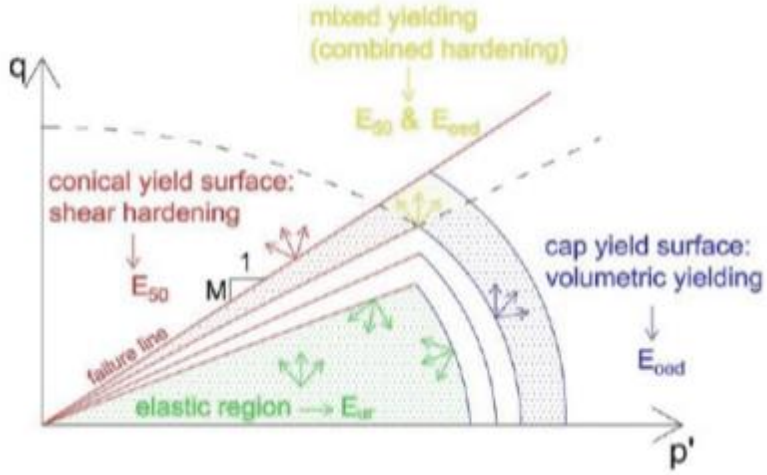


Figura 13.2 Delimitazione delle regioni elastica e plastica e dei parametri associati alle superfici di snervamento che ne regolano l'evoluzione nel piano degli invarianti di tensione p' e q.

Il comportamento incrudente è evidenziato attraverso la variazione di ampiezza dei domini di snervamento, sia nella zona curva del dominio (incrudimento volumetrico), sia in quella rettilinea (incrudimento deviatorico).

13.2 MODELLO GEOTECNICO DEL CANALE

Per l'esecuzione delle analisi, è stato necessario individuare una opportuna sezione rappresentativa dell'opera sulla quale basare il dimensionamento (Figura 10.4). Fermo restando che si prevede di eseguire lo scavo puntonato in testa su tutto lo sviluppo del tracciato, è stata analizzata la sezione caratterizzata dalla massima altezza dello scavo. In Figura 13.3 lo schema agli elementi finiti utilizzato per le analisi dell'opera (lo zero delle ordinate è posizionato alla quota piazzale attuale).

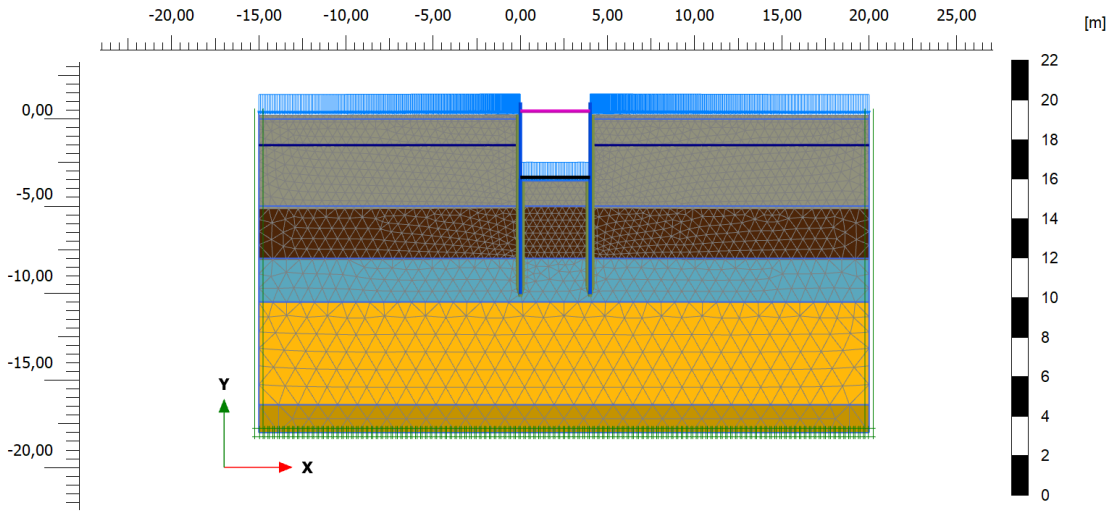


Figura 13.3 Schema di calcolo Plaxis utilizzato per le analisi dell'opera

Le principali **ipotesi di modellazione**, sono le seguenti:

- Il sistema opera-terreno viene modellato agli elementi finiti in condizioni di deformazione piana;
- le paratie vengono modellate con elementi piastra (plate), di rigidezza equivalente a quella dei micropali strutturali (vengono cioè trascurati gli elementi di impermeabilizzazione)
- Il puntone metallico in fase provvisionale ed il solettone dello scatolare (gettato a contrasto con le paratie) sono stati modellati tramite aste pendolari di tipo elasto - plastico (node to node anchor) di opportuna rigidezza assiale e non reagenti a trazione; cautelativamente, si considera che il puntone in acciaio verrà sostituito dalle nuove strutture di copertura dello scatolare (travi rompitratta per posa grigliato), di rigidezza almeno equivalente.
- Cautelativamente, si trascura il contributo di sostegno orizzontale offerto dalle pareti dello scatolare;

- Le analisi sono state eseguite in condizioni drenate. Pertanto, nelle fasi costruttive è stata considerata una distribuzione delle pressioni interstiziali conseguente all'instaurarsi di una condizione di filtrazione piana, in moto permanente e con scavo all'asciutto. Nelle analisi di sicurezza ad opere completate (sistemazione finale) si è invece considerata una distribuzione delle pressioni interstiziali di tipo idrostatico coerente con gli equilibri idraulici di uno scavo impermeabilizzato e piezometrica esterna più alta del fondo scavo.
- In fase definitiva, l'effetto del peso dello scatolare sullo stato tensionale in zona passiva è stato modellato secondo un carico permanente uniformemente distribuito con risultante pari al peso unitario del getto di calcestruzzo (scatolare in secca);
- Il sisma è stato modellato mediante approccio pseudo – statico, applicando alla mesh di calcolo un'accelerazione costante nello spazio e nel tempo (secondo i coefficienti sismici definiti al §12.2.1.1). Nelle analisi sono state considerate le azioni idrodinamiche descritte ai § 12.2.1.2 e 12.2.1.3.

Le **caratteristiche salienti del modello** sono le seguenti:

- Profondità di calcolo dello scavo: - 1,55 m da l.m.m (-3,55m da testa paratia)
- Quota piazzale attuale: + 2,00 m da l.m.m;
- Quota piazzale al finito: +2,40 m da l.m.m;
- Quota falda: + 0,50 m dal l.m.m. (-1,50m da testa paratia);
- Larghezza trincea: 4,00 m (interasse fra le paratie di sponda);
- Quota puntoni provvisionali + 2,50 m da l.m.m. (+0,50m da quota piazzale)
- Quota puntone definitivo (soletta) - 1,30 m da l.m.m. (0,25m sopra il fondo scavo di calcolo)
- Nuovi micropali su entrambe le sponde del canale, perforazione D300mm, interasse 0,40 m, spinti fino alla profondità di – 8,0 m dal livello medio marino (Lunghezza perforazione 10,0m). I pali sono armati con tubolare D193,7x12,5 mm in acciaio S355. Il tubolare di armatura è lungo 11,0m, sporgente di 1 m rispetto alla quota piazzale per la realizzazione del puntonamento in fase provvisionale.
- Puntoni tubolari D210,1 mm sp.20mm interasse 3,00 m (massimo)

I terreni sono caratterizzati dai parametri geotecnici sintetizzati nella Tabella 13.1.

Tabella 13.1 Parametri geotecnici assegnati ai terreni e alle interfacce struttura – terreno

		Riempimenti	Fanghi	Depositi Marini	Depositi Cont. coesivi	Depositi Cont. Sabbiosi
Param	**U.M.**	**DA**	**DF**	**DAMC**	**DAC**	**DAS**
Model	[-]	HSM	HSM	HSM	HSM	MC
γ	[kN/m³]	18,00	17,00	19,00	19,50	20,50
E'	[kN/m²]	-	-	-	-	60.000
E_{50}^{ref}	[kN/m²]	10.000	1.500	1.500	4.500	-
E_{ed}^{ref}	[kN/m²]	10.000	1.500	1.500	4.500	-
E_{ur}^{ref}	[kN/m²]	20.000	4.500	4.500	13.500	-
m	-	0,50	1,00	1,00	0,50	-
p_{ref}	[kN/m²]	100	100	100	100	-
ν	-	-	-	-	-	0,30
c'	[kPa]	0,00	0,00	12,00	15,00	0,00
φ'	[°]	30,00	28,00	28,00	27,00	35,00
$k_x = k_y$	[cm/s]	5×10^{-3}	$1,5 \times 10^{-7}$	$1,5 \times 10^{-7}$	4×10^{-8}	5×10^{-3}
Rinter	-	0,50	0,50	0,50	-	-

MC: Mohr-Coulomb; HSM: Hardening Soil Model
γ: Peso di volume
E_{50}^{ref}: modulo elastico alla deformazione corrispondente al 50% del carico di rottura
E_{ed}^{ref}; E_{ur}^{ref}: modulo edometrico e scarico/ricarico in HSM
m: fattore di forma per HSM
p_{ref} stato tensionale di riferimento per l'input delle rigidezze per HSM:
modulo di Poisson
c′; φ′: parametri di resistenza drenati
k_x; k_y: conducibilità idraulica in direzione x e y
R_{inter}: fattore riduttivo per resistenza delle interfacce

La stratigrafia di riferimento è la seguente (Tabella 13.2):

Tabella 13.2 Stratigrafia di riferimento per le analisi

			Profondità (m da l.m.m.)	
			da	**a**
Depositi Antropici	**DA**		+2,0	-3,0
Depositi Fangosi	**DF**		-3,0	-6,0
Depositi Marini	**DAMC**		-6,0	-8,5
Depositi Continentali coesivi	**DAC**		-8,5	-14,4
Depositi Continentali Sabbiosi	**DAS**		-14,4	-

Gli elementi strutturali inseriti nei modelli sono caratterizzati dai seguenti parametri:

Tabella 13.3 Parametri meccanici per gli elementi plate

	Identification	EA	EI	ν
	(Plates)	[kN/m]	[kNm²/m]	[-]
	Micropali D300 arm. 193,7x12,5mm i=0,4m	5.412.000	18.390	0,20

Tabella 13.4 Parametri meccanici per gli elementi anchor

	Identification	EA	$L_{spacing}$	Material Type
	(Node to node Anchor)	[kN/m]	[m]	-
	Puntone D210,1 x 20mm/3m	426.300	3,00	Elastic
	Solettone (s=0,5m)	12.500.000	1,00	Elasto – Plastic

Il calcolo numerico dell'opera è condotto attraverso le fasi elencate in Tabella 13.5 Le analisi per le verifiche degli stati limite ultimi e di esercizio, per tutte le combinazioni dei carichi dettagliate al §12, sono sviluppate nelle successive fasi da 9 a 26. Le fasi statiche denominate "SL..- **A**" sono fasi nelle quali si attivano i carichi solo sul piazzale di sinistra; analogamente le fasi denominate SL..- **Sym**" sono fasi nelle quali si attivano i carichi su

entrambi i piazzali. Nelle combinazioni sismiche è indicato il verso delle azioni pseudo statiche.

Tabella 13.5 Principali fasi di calcolo considerate nella modellazione

	Fase	Fase di provenienza:	Descrizione
Lavorazioni di realizzazione delle opere	0	N/A	Generazione dello stato tensionale litostatico mediante procedura K0 a quota +2,0 m da l.m.m.
	1	0	Attivazione delle paratie di micropali
	2	1	Attivazione del puntone provvisionale in testa
	3	2	Scavo fino a quota +1,00 m da l.m.m.
	4	3	Scavo fino a quota +0,00 m da l.m.m.
	5	4	Scavo fino alla quota di calcolo (-1,55 m da l.m.m.)
	6	5	Attivazione del solettone di base (puntone e carico) e completamento piazzale (quota piazzale +2,40m lmm)
	7	6	Modifica delle condizioni idrauliche (scavo impermeabilizzato, distribuzioni idrostatiche): STATO DI PROGETTO
Verifiche di sicurezza in fase costruttiva	8	5	Modifica dei parametri geotecnici dei terreni (parametri ridotti)
	9	8	***SLU12-costr***: Attivazione dei sovraccarichi dei mezzi d'opera a tergo delle opere (q = 26,0 kPa)
	10	9	***FS SLU-costr:*** analisi della stabilità dello scavo in fase costruttiva (c' – phi' reduction)
	11	5	***SLU11-costr***: Attivazione dei sovraccarichi dei mezzi d'opera a tergo delle opere (q = 1,5/1,3 x 20,0 kPa)
Verifiche di sicurezza e funzionalità della banchina	12	7	***SLE-A:*** attivazione sovraccarico di piazzale (q = 20 kPa)
	13	12	***SLU11-A***: amplificazione sovraccarico di piazzale di un fattore 1,5/1,3; penalizzazione del peso dello scatolare secondo un fattore 0,80 (carico favorevole).
	14	7	Modifica dei parametri geotecnici dei terreni (parametri ridotti)
	15	14	attivazione sovraccarico di piazzale (q = 20 kPa) su una sola sponda
	16	15	***SLU12-A:*** amplificazione sovraccarico di piazzale di un fattore 1,3; penalizzazione del peso dello scatolare secondo un fattore 0,80 (carico favorevole).
	17	16	***FS SLU:*** analisi della stabilità dello scavo (c' – phi' reduction)
	18	14	attivazione sovraccarico di piazzale (q = 20 kPa) su entrambe le sponde
	19	18	***SLU12-Sym:*** amplificazione sovraccarico di piazzale di un fattore 1,3; penalizzazione del peso dello scatolare secondo un fattore 0,80 (carico favorevole).

	20	7	***SLE-Sym:*** attivazione sovraccarico di piazzale (q = 20 kPa) su entrambe le sponde del canale
	21	20	***SLU11-Sym***: amplificazione sovraccarico di piazzale di un fattore 1,5/1,3; penalizzazione del peso dello scatolare secondo un fattore 0,80 (carico favorevole).
	22	7	Ativazione dell'accelerazione della mesh allo SLV (k_h = -0,150 g; k_v = 0,000 g)
	23	22	**SLV – A:** Attivazione del sovraccarico di piazzale (q = 0,60x20kPa, su 1 sola sponda) e delle azioni idrodinamiche allo SLV
	24	22	**SLV – Sym:** Attivazione del sovraccarico di piazzale (q = 0,60x20kPa, su entrambe le sponde) e delle azioni idrodinamiche allo SLV
	25	7	Ativazione dell'accelerazione della mesh allo SLD (k_h = -0,076 g; k_v = 0,000 g)
	26	25	**SLD – A:** Attivazione del sovraccarico di piazzale (q = 0,60x20kPa, su 1 sola sponda) e delle azioni idrodinamiche allo SLD
	26	25	**SLD – Sym:** Attivazione del sovraccarico di piazzale (q = 0,60x20kPa, su entrambe le sponde) e delle azioni idrodinamiche allo SLD
	27	7	Ativazione dell'accelerazione della mesh per stabilità globae allo SLV (k_h = -0,071 g; k_v = 0,035 g)
	28	27	Attivazione sovraccarico q = 0,6 x 20 kPa per verifica di stabilità globale
	29	28	***FS SLV:*** analisi della stabilità dello scavo (c' – phi' reduction)

13.3 RISULTATI DELLE ANALISI NUMERICHE

I risultati verranno distinti in base ai diversi elementi strutturali presenti secondo lo schema di Figura 13.4.

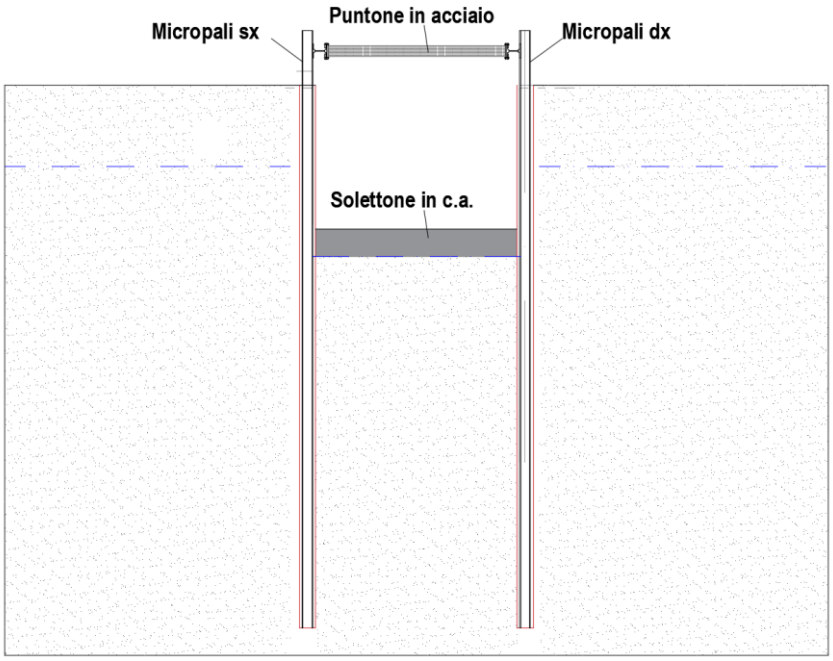


Figura 13.4 Individuazione degli elementi strutturali interessati

Nei paragrafi seguenti si presentano in sintesi i principali risultati delle analisi per gli stati limite ultimi e di esercizio (in fase costruttiva e definitiva) in termini di caratteristiche della sollecitazione (M, V, N) e, quando pertinente, di spostamenti.

13.3.1 Risultati delle analisi di sicurezza e funzionalità in fase costruttiva

Nel presente paragrafo si presentano i principali risultati delle analisi numeriche relative alla fase costruttiva più critica, ovvero quella rappresentante la situazione di scavo ultimato, prima che il solettone dello scatolare diventi efficace.

In particolare, si riportano:

- Le sollecitazioni allo SLU sulle paratie;
- Le sollecitazioni allo SLU sul puntone in acciaio;
- Le deformate delle paratie per effetto dello scavo (SLE).

13.3.1.1 Fase costruttiva – Sollecitazioni agli stati limite SLU sui micropali

In Tabella 13.6 sono presentati in sintesi i risultati delle analisi per gli stati limite ultimi SLU in fase costruttiva. La situazione analizzata è quella antecedente alla realizzazione dello scatolare gettato in opera, (terreno scavato fino alla quota di fondo scavo di progetto).

Tabella 13.6 Sollecitazioni SLU sulle paratie, in fase costruttiva

		Statica (SLU - Costr)			
		SLU11		SLU12	
		Micropali sx	Micropali dx	Micropali sx	Micropali dx
A	M (kNm/m)	227,8	185,8	179,9	159,9
	T (kN/m)	96,2	92,0	74,0	71,4
	N (kN/m)	24,6	24,7	19,4	10,5
Sym	M (kNm/m)	**228,2**	**228,3**	179,9	179,8
	T (kN/m)	96,4	96,0	74,0	73,8
	N (kN/m)	24,6	24,6	19,4	19,4

Si osserva che le due condizioni di carico sono equivalenti e la condizione più gravosa è la SLU11-Sym, ovvero quella per cui il sovraccarico dei mezzi (q_m = 20kPa).

In Figura 13.5 si riportano i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione.

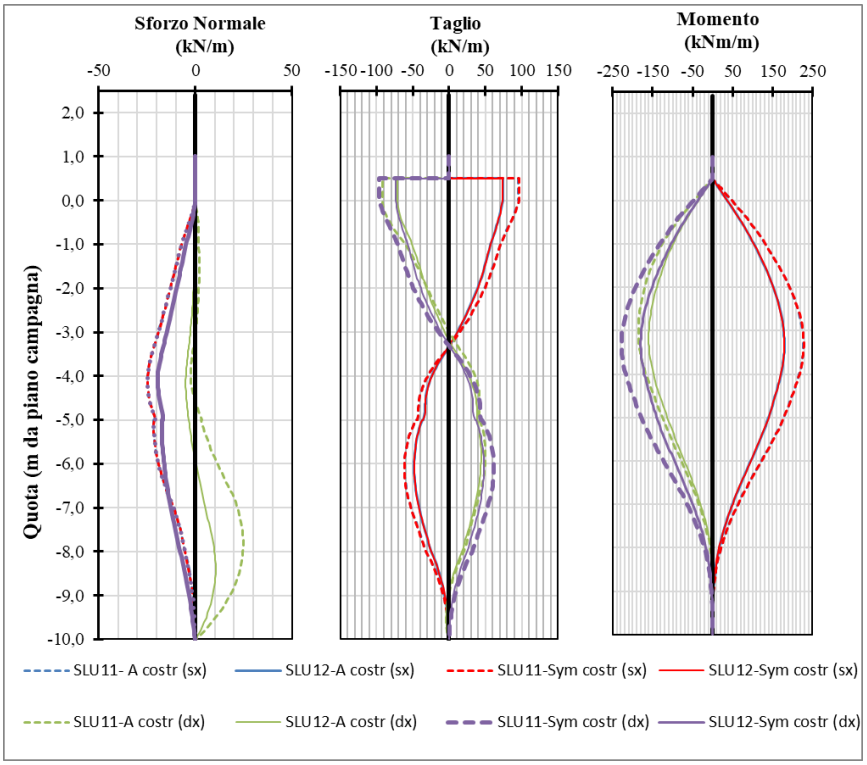


Figura 13.5 Melara banchina – sollecitazioni sul nuovo palancolato di sponda in costruzione

13.3.1.1 Fase costruttiva – Sollecitazioni agli stati limite SLU sul puntone

Nella seguente tabella si presentano i valori massimi di compressione sollecitanti il puntone metallico durante le fasi costruttive.

Tabella 13.7 Sollecitazioni massime sul puntone in acciaio durante le fasi costruttive

		Statica (SLU - Costr)	
		SLU11	**SLU12**
A	N (kN)	276,0	214,2
Sym		**288,0**	221,4

Si osserva che il valore massimo della forza normale si manifesta sotto la combinazione SLU11-Sym, ovvero quella per cui il sovraccarico dei mezzi (q_m = 20kPa).

13.3.1.2 Fase costruttiva – Deformazioni della paratia

Nel presente paragrafo si presentano gli spostamenti orizzontali assoluti maturati dalle nuove paratie per effetto dello scavo. In Figura 13.6 si riportano la deformata dell'opera nelle condizioni in esame.

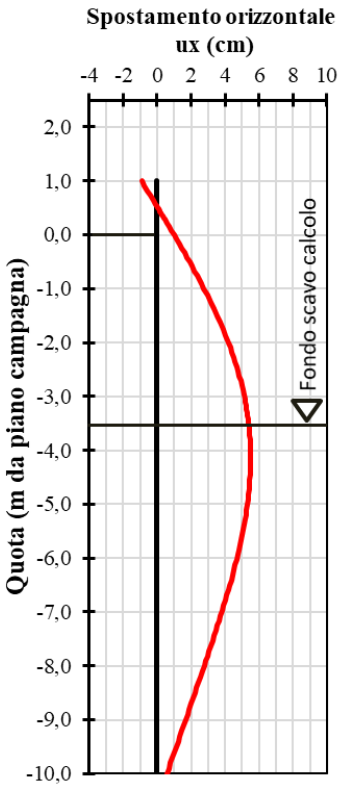


Figura 13.6 Deformata della nuova paratia di sponda in fase costruttiva, per effetto dello scavo

Risulta uno spostamento massimo in prossimità del fondo scavo pari a circa 5,5 cm, essenzialmente dovuto all'alta deformabilità dei fanghi. Coerentemente con lo schema statico di paratia puntonata, lo spostamento risulta nullo alla quota del contrasto (+0,5 m da piano campagna).

Il valore massimo dello spostamento, inferiore al 5% dell'altezza dello scavo (per H = 3,55m 5%=17,8cm) può essere ritenuto compatibile con la funzionalità dell'opera (Rowe & Pecker, 1965) e con le successive lavorazioni.

13.3.2 Risultati delle analisi agli stati limite ultimi statici SLU e sismici SLV

13.3.2.1 Sollecitazioni sui Micropali

In Tabella 13.8 sono presentati in sintesi i principali risultati delle analisi per gli stati limite ultimi SLU/SLV in termini di momento massimo (M), taglio massimo (T) e sforzo normale massimo (N).

Tabella 13.8 Sollecitazioni sulle paratie di micropali allo SLU/SLV

		Statica (SLU)				Sismica (SLV)	
		SLU11		SLU12			
		Micropali sx	Micropali dx	Micropali sx	Micropali dx	Micropali sx	Micropali dx
A	M (kNm/m)	153,9	**155,9**	109,0	112,2	142,0	102,1
	T (kN/m)	76,1	76,1	60,4	60,4	63,9	**81,5**
	N (kN/m)	31,7	16,0	26,6	10,5	52,2	5,5
Sym	M (kNm/m)	145,2	145,1	102,7	102,8	136,9	102,2
	T (kN/m)	73,7	73,7	54,8	54,8	66,4	80,7
	N (kN/m)	35,7	35,7	32,4	32,4	52,7	36,8

Si osserva che il valore massimo del momento flettente si manifesta sotto la combinazione statica SLU11-A. Il valore massimo del taglio si manifesta invece sotto la combinazione sismica SLV-A.

In Figura 13.7 si riportano i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione.

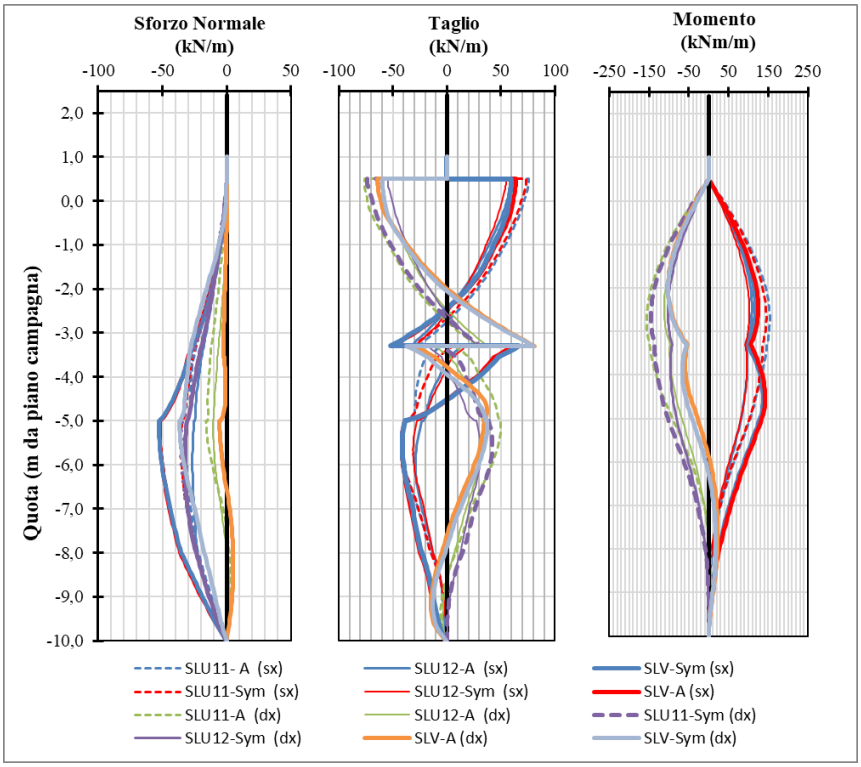


Figura 13.7 Sollecitazioni sulle nuove paratie di micropali allo SLU/SLV

13.3.2.2 Sollecitazioni sulla soletta dello scatolare

In Tabella 13.9 si presentano i valori di sollecitazione ottenuti nelle analisi SLU/SLV, relativamente alla soletta alla base dello scatolare. Le sollecitazioni sono quelle risultanti dall'analisi geotecnica, nella quale la soletta funge da puntone.

Tabella 13.9 Soletta dello scatolare: Risultati delle analisi SLU/SLV

		Statica (SLU)		Sismica (SLV)
		SLU11	SLU12	SLV
A	N (kN/m)	21,6	47,7	111,6
Sym		36,8	46,9	**118,2**

Si osserva che lo stato limite più gravoso è lo stato limite ultimo in condizioni sismiche SLV

13.3.2.1 Sollecitazioni sul puntone in testa (copertura dello scatolare)

In Tabella 13.10 si presentano i valori della sollecitazione ottenuti nelle analisi SLU/SLV, relativamente al puntone in testa.

Tabella 13.10 Azioni di compressione sollecitanti la copertura dello scatolare allo SLU/SLV

		Statica (SLU)		Sismica (SLV)
		SLU11	SLU12	SLV
A	N (kN/m)	**76,1**	60,4	63,9
Sym		73,7	54,8	59,7

Si osserva che l'azione massima si manifesta per la combinazione statica SLU11.

13.3.3 Risultati delle Analisi agli stati limite di esercizio SLE/SLD

13.3.3.1 Sollecitazioni sui Micropali

In Tabella 13.11 sono presentati in sintesi i principali risultati delle analisi per gli stati limite ultimi SLE/SLD in termini di momento massimo (M), taglio massimo (T) e massimo sforzo normale (N)

Tabella 13.11 Paratie di micropali: Risultati delle analisi SLE/SLD

		Statica		Sismica	
		SLE		SLD	
		Micropali sx	Micropali dx	Micropali sx	Micropali dx
A	M (kNm/m)	121,60	122,9	**124,6**	110,7
	T (kN/m)	58,18	58,2	59,3	58,2
	N (kN/m)	22,24	15,3	32,8	12,9
Sym	M (kNm/m)	115,37	115,4	117,4	110,0
	T (kN/m)	56,42	56,4	55,4	55,4
	N (kN/m)	27,50	27,5	32,6	40,8

Si osserva come lo stato limite più gravoso sia quello in condizioni sismiche SLD- A. In Figura 13.8 si riportano gli andamenti dei valori ottenuti dal calcolo.

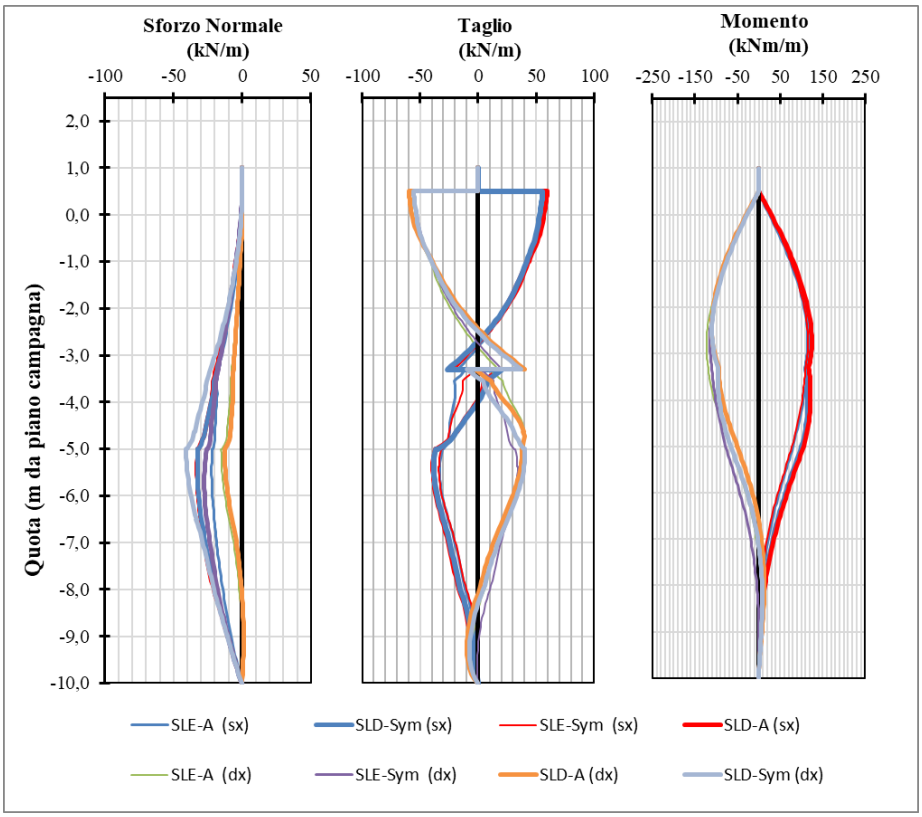


Figura 13.8 Sollecitazioni sulle paratie di micropali allo SLE/SLD

13.3.3.2 Sollecitazioni sulla soletta dello scatolare

In Tabella 13.12 si presentano i valori di sollecitazione ottenuti nelle analisi SLE/SLD, riferiti alla soletta alla base dello scatolare, che funge da puntone.

Tabella 13.12: Sollecitazioni sulla soletta dello scatolare allo SLE/SLD

		Statica	Sismica
		SLE	SLD
A	N (kN/m)	7,1	42,9
Sym		17,9	47,3

Si osserva che, in condizioni di esercizio, la combinazione più gravosa è la SLD.

13.3.3.1 Sollecitazioni sul puntone in testa

In Tabella 13.13 si presentano i valori della sollecitazione ottenuti nelle analisi SLE/SLD, relativamente al puntone in testa (copertura dello scatolare).

Tabella 13.13 Azioni di compressione sollecitanti la copertura dello scatolare allo SLE/SLD

		Statica	Sismica
		SLE	SLD
A	N (kN/m)	58,2	59,3
Sym		56,4	55,4

13.3.3.2 Analisi degli spostamenti agli stati limite di esercizio

L'analisi circa le deformazioni in esercizio della paratia non è pertinente in quanto in tale condizione l'opera, oltre che puntonata in testa e a fondo scavo, sarà "cerchiata" dallo scatolare in calcestruzzo armato. Pertanto, si può ragionevolmente assumere che gli incrementi di deformazione rispetto alle fasi costruttive saranno di entità trascurabile.

14 VERIFICHE GEOTECNICHE

In questo capitolo si presentano le necessarie verifiche degli stati limite di tipo geotecnico, applicando le metodologie di verifica delineate al § 12.1.2.

14.1 STABILITÀ GLOBALE

Nel presente capitolo si presenteranno i risultati delle verifiche di stabilità globale.
La stima del fattore di sicurezza è stata eseguita secondo il metodo della *c'-phi' reduction*, implementato nel codice di calcolo Plaxis. In Figura 14.1, Figura 14.2 e Figura 14.3 si riportano le rappresentazioni del cinematismo critico secondo il campo di spostamenti nodali e delle deformazioni a taglio, rispettivamente per la fase costruttiva e per la configurazione definitiva allo SLU ed SLV. Il modello di calcolo utilizzato è lo stesso utilizzato per l'analisi di interazione terreno – struttura (le caratteristiche salienti sono descritte al §13.2).
In tutti i casi si osservano dei meccanismi di collasso caratterizzati dalla rotazione rigida della paratia attorno all'ancoraggio, per rottura del fondo scavo.

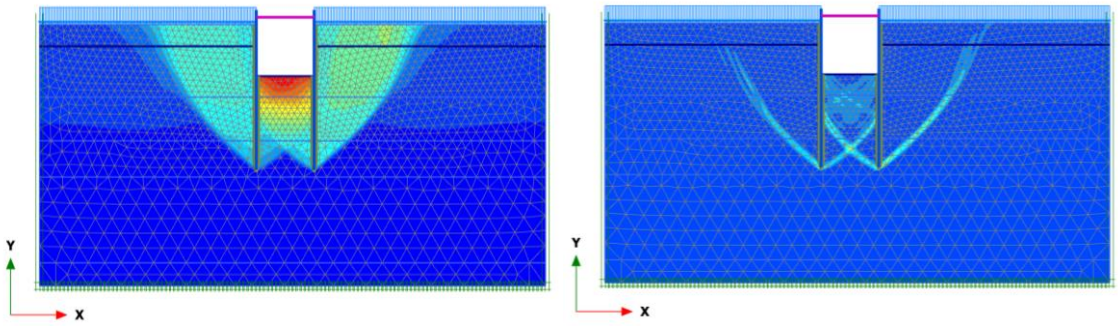


Figura 14.1 Campo degli spostamenti (a sx) e delle deformazioni a taglio (a dx) del cinematismo critico in fase costruttiva (SLU)

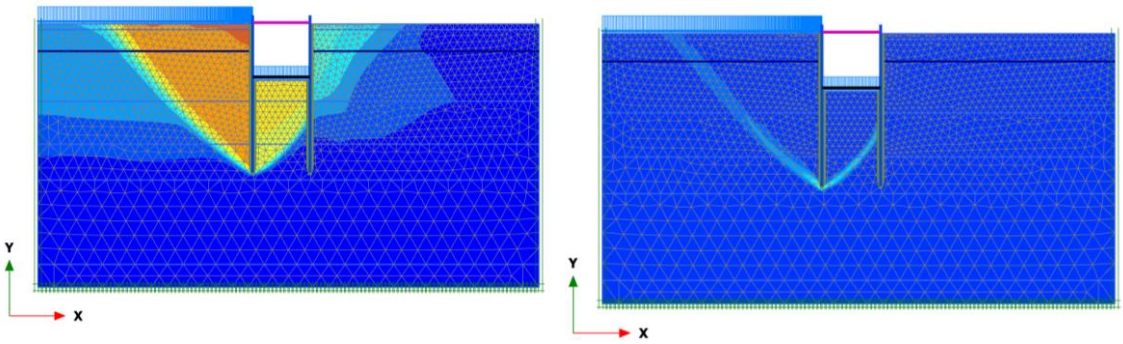


Figura 14.2 Campo degli spostamenti (a sx) e delle deformazioni a taglio (a dx) del cinematismo critico in configurazione finale (SLU)

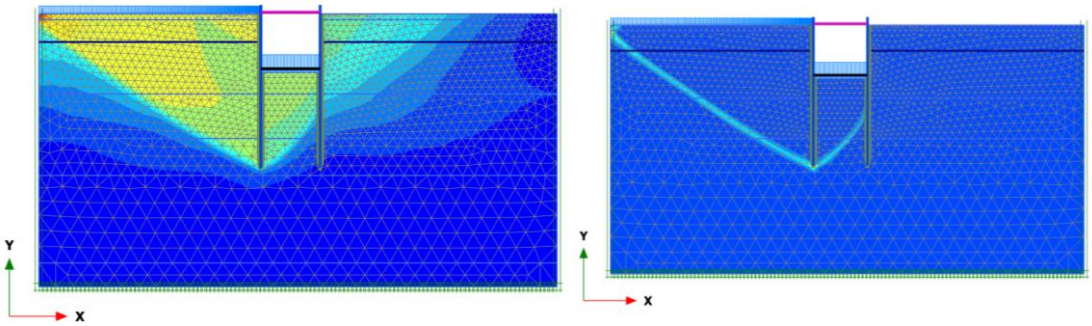


Figura 14.3 Campo degli spostamenti (a sx) e delle deformazioni a taglio (a dx) del cinematismo critico in configurazione finale (SLV)

Come si può osservare in Tabella 14.1 le condizioni di sicurezza rispetto alla stabilità globale nelle condizioni SLU ed SLV sono garantite con i margini prescritti dalla Norma Nazionale.

Tabella 14.1 Fattori di sicurezza nei confronti della stabilità globale

Condizione	$R(\gamma_{M2}) / E_d$	
	Condizioni statiche	Condizioni sismiche
Fasi costruttive	1,93 > 1,10✓	-
Configurazione definitiva	3,85 > 1,10✓	3,93 > 1,20✓

14.2 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI SPOSTAMENTI INDOTTI SULLE COSTRUZIONI ADIACENTI

Vista la vicinanza dello scavo con il capannone "Siman", è necessario verificare che gli spostamenti indotti per subsidenza risultino inferiori rispetto a quelli tollerati dal fabbricato.

La stima del cedimento indotto può essere eseguita attraverso formulazioni empiriche basate su osservazioni in scala reale o secondo il metodo agli elementi finiti.

Nel caso in esame, in via cautelativa, il cedimento indotto sul capannone è stimato secondo il lavoro di Clough & O'Rourke (1990) i quali, sulla base di numerose misurazioni sperimentali, osservarono che il profilo di subsidenza conseguente ad uno scavo è generalmente schematizzabile secondo un andamento triangolare o trapezio, a seconda che lo scavo avvenga a sbalzo o puntonato (Figura 14.4).

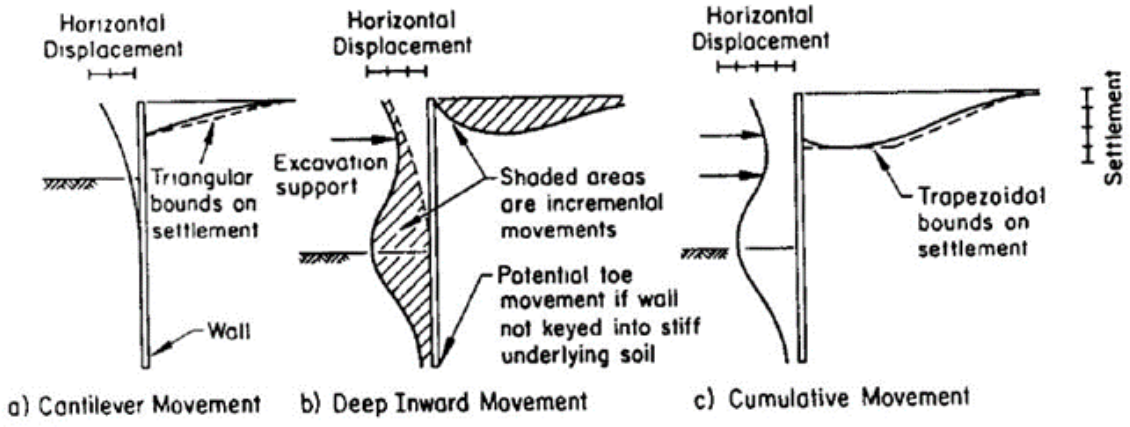
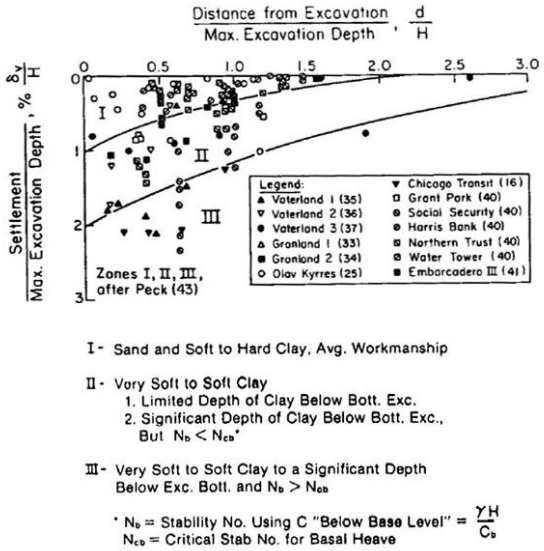


Figure 6. Typical Profiles of Movement for Braced and Tied-Back Walls.

Figura 14.4 Tipi profili di spostamento per scavi a sbalzo (a) e puntonati (b) e realizzati con fasi costruttive in parte a sbalzo e in parte puntonate (c) (da Clough & O'Rourke, 1990)

La stima del profilo dei cedimenti può essere eseguita servendosi dei diagrammi proposti dagli autori (Figura 14.5) in funzione di diversi fattori quali la tipologia di terreno, la presenza o meno di terreni soffici al di sotto del fondo scavo e la qualità della mano d'opera.



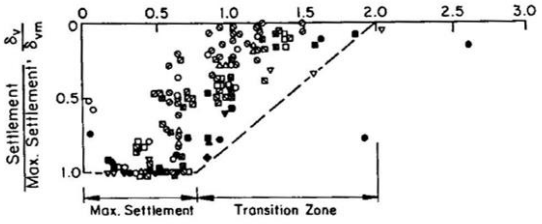


Figure 10. Summary of Measured Settlements Adjacent to Excavations in Soft to Medium Clay.

I - Sand and Soft to Hard Clay, Avg. Workmanship

II - Very Soft to Soft Clay
1. Limited Depth of Clay Below Bott. Exc.
2. Significant Depth of Clay Below Bott. Exc., But $N_b < N_{cb}$*

III - Very Soft to Soft Clay to a Significant Depth Below Exc. Bott. and $N_b > N_{cb}$

* N_b = Stability No. Using C "Below Base Level" = $\frac{\gamma H}{C_b}$
N_{cb} = Critical Stab No. for Basal Heave

Figura 14.5 Abaco per la stima dei cedimenti massimi indotti in funzione dell'altezza di scavo (da Clough & O'Rourke, 1990)

Nel caso in esame si ha:

- Altezza di calcolo dello scavo: H = 3,55 m;
- Distanza minima del capannone dallo scavo d = 5,0 m;

➔ **d/H = 5/3,55 = 1,40**

Data la presenza dei depositi fangosi nella zona sottostante il fondo scavo, cautelativamente si stima che il cedimento massimo sia nell' ordine del 1,5% dell'altezza di scavo H (δ_v/H = 1,5%, v. Figura 14.6 A, a metà tra il dominio II e il dominio III).

Noto il cedimento massimo, è possibile stimare il profilo dei cedimenti al variare della distanza: in corrispondenza dello spigolo del capannone (d/H = 5/3,55=1,40) il cedimento può essere stimato come il 50% del cedimento massimo (per d/H=1,40: δ_v/δ_{vm} = 0,50, v. Figura 14.6 B). L'effetto dello scavo in termini di subsidenza diventa generalmente trascurabile per d = 2H = 7,10 m (v. Figura 14.6).

In definitiva:

- in corrispondenza della paratia: δ_{vm} = **5,30 cm** (1,5% H)
- in corrispondenza dello spigolo del capannone δ_v = 0,50 δ_{vm} = **2,65 cm**
- distanza dove di esaurisce la subsidenza d = 2 H = 7,10m da paratia

Vista l'estensione del profilo di subsidenza si può assumere, cautelativamente, che il cedimento potrà interessare al massimo solo il pilastro del capannone in prossimità dello scavo.

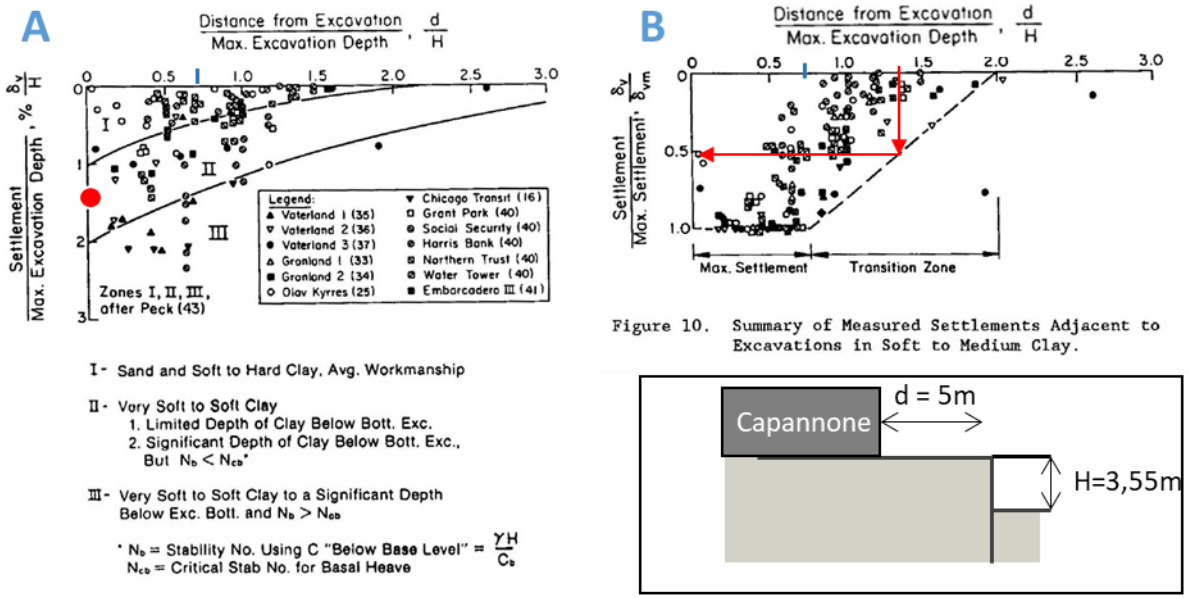


Figure 10. Summary of Measured Settlements Adjacent to Excavations in Soft to Medium Clay.

Figura 14.6 Stima dei cedimenti indotti sul capannone

Il valore di cedimento stimato va confrontato con quanto accettabile per una struttura come il capannone in esame: in letteratura, più che in termini di cedimento assoluto, il limite è espresso in termini di distorsione β, calcolata come il rapporto fra il cedimento differenziale "δ" e la distanza "L" fra due pilastri consecutivi (β = δ/L).

Per il capannone ipotizzando L ≈ 15,0 m (ipotesi di interasse tra i pilastri) e pertanto sia ha **β_{max} = 2,65/1500 (=0,88/500).** Tale valore può essere ritenuto compatibile con l'opera, in quanto inferiore al valore limite suggerito in letteratura, **β=1/300-1/500,** (v Tabella 12.5) per il soddisfacimento dello SLS di fessure nei muri e nei tompagni.

14.3 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI IDRAULICI

Gli stati limite ultimi idraulici pertinenti per l'opera sono:

- La verifica a sifonamento in fase costruttiva;
- La verifica a sollevamento dello scatolare in fase definitiva

14.3.1 Sifonamento in fase costruttiva

Nell'ipotesi in cui si instauri un moto di filtrazione nel terreno durante le fasi costruttive, allora è necessario verificare la stabilità del fondo scavo nei confronti di fenomeni di liquefazione statica in zona passiva, per effetto del moto di filtrazione dal basso verso l'alto. In presenza di un carico imposto sulla frontiera di efflusso, la verifica si esegue controllando che la pressione interstiziale in eccesso rispetto la condizione idrostatica risulti non superiore alla tensione verticale efficace calcolata in assenza di filtrazione, divisa per un coefficiente parziale $\gamma_R = 2$ (NTC 2018 §6.2.4.2).

In via semplificata e cautelativa, la verifica è condotta alla base dei depositi fangosi, nei quali l'eventuale filtrazione è sicuramente verticale e che sono caratterizzati secondo un criterio di resistenza puramente attritivo (diversamente dalle DAMC dove è presente la coesione).

Alla base dello strato fangoso la pressione efficace verticale σ'_v (z = -6,0 m da l.m.m.) vale 35,80 kPa e la pressione interstiziale in eccesso, Δu, rispetto alla condizione idrostatica vale, al massimo 16,5 kPa. La verifica risulta pertanto soddisfatta (σ'_v/γ_R= 35,8/2=17,9 > Δu=16,5kPa).

Tabella 14.2 Calcolo semplificato dello stato tensionale per verifica a sifonamento

	Z	γ	σ_v	u	σ'_v
	[m da lmm]	[kN/m^3]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
DA	-1,15	18	0	0	0
	-3,00	18	33,3	18,5	14,8
DF	-3,00	17	33,3	18,5	14,8
	-6,00	17	84,3	65,0	35,8
nota: quota falda indisturbata è pari a +0,50 m l.m.m.					

14.3.2 Sollevamento dello scatolare in fase di esercizio

La verifica si conduce secondo quanto prescritto al 6.2.4.2 delle NTC 2018. In particolare deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, ovverosia la risultante delle pressioni idrauliche ottenuta considerando separatamente la parte permanente ($G_{inst,d}$) e quella variabile ($Q_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle eventuali resistente (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Dove

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d}$$

In Figura 14.7 lo schema di riferimento per la verifica dello scatolare in esame: la verifica è condotta considerando una condizione estrema in cui lo scatolare risulta vuoto (fase costruttiva), considerando come unica azione stabilizzante solo il peso proprio dello scatolare.

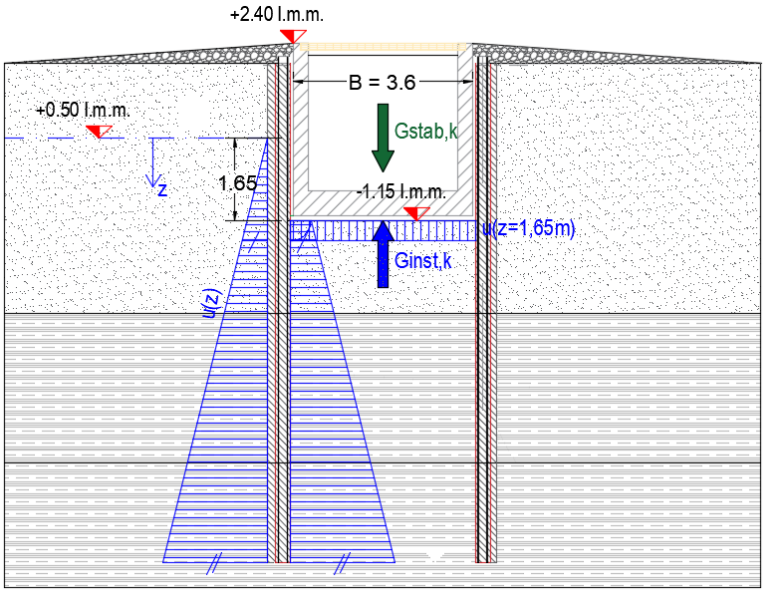


Figura 14.7 Schema per la verifica a sollevamento dello scatolare

Nel seguito lo svolgimento della verifica:

- Profondità fondo scavo di progetto: - 1,15 m da l.m.m
- Quota falda: + 0,50 m da l.m.m.
- Pressione interstiziale fondo scavo u = 1,65 m x 10 kN/m^3 = 16,5 kPa
- Larghezza scatolare B = 3,60 m
- Sottospinta idraulica (calcolo) $G_{inst,k}$ = B x u = 59,4 kN /m
- Peso scatolate (§12.2.4) G_{stb} = 97,5 kN /m
- valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$ = 1,3 x $G_{inst,k}$ = 77,3 kN /m
- valore di progetto dell'azione stabilizzante $G_{stb,d}$ = 0,9 x 97,5 kN /m =87,7 kN /m
- verifica al sollevamento UPL $V_{inst,d} \leq G_{stb,d}$ ✓

la verifica risulta soddisfatta

15 VERIFICHE STRUTTURALI

Nel seguito sono riportate le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e di esercizio (SLE) degli elementi strutturali costituenti le opere di sostegno della canalizzazione.
Le sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali per le combinazioni di carico definite in condizioni statiche e sismiche sono state ricavate dai risultati dei calcoli geotecnici eseguiti nei precedenti paragrafi ed ai quali si rimanda per maggiori dettagli.
Per quanto riguarda la verifica dei tubolari di armatura dei micropali, nel verificarne la sicurezza in fase provvisionale ci si è riferiti alle caratteristiche della sezione integra, mentre nelle verifiche nella configurazione definitiva alla sezione corrosa. I particolari costruttivi (quali eventuali giunzioni) ed elementi secondari dovranno essere verificati nella successiva fase progettuale.

15.1 DURABILITÀ DELLE OPERE

Un adeguato livello di durabilità può essere garantito progettando la costruzione e la specifica manutenzione, in modo tale che il degrado della struttura, che si dovesse verificare durante la sua vita nominale di progetto (V_N), non riduca le prestazioni della costruzione al di sotto del livello previsto.
Per quanto riguarda le componenti strutturali in acciaio (quali l'armatura dei micropali) il requisito di durabilità è stato perseguito principalmente accertandosi che le sezioni abbiano sufficienti risorse resistenti anche da corrose; invece per le parti strutturali in calcestruzzo (quale è lo scatolare, il cui dimensionamento esula dallo scopo della presente Relazione), il requisito di durabilità è perseguito principalmente attraverso una opportuna scelta dei materiali e dei particolari costruttivi (es. copriferro), controllando anche l'entità delle fessurazioni allo SLE sia minore dei limiti di norma.

15.1.1 Acciai (Corrosione)

Nell'eseguire le verifiche strutturali degli elementi metallici è necessario tenere in conto delle perdite di sezione resistente a causa della corrosione durante tutta la vita utile dell'opera.
I tassi di corrosione considerati nel progetto sono quelli teorici raccomandati nelle tabelle 4-1 e 4-2 della norma UNI EN 1993-5:2007 "Eurocodice 3 – progettazione delle strutture in acciaio -parte 5" (Figura 15.1 e Figura 15.2).

Table 4-1: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in soils, with or without groundwater

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Undisturbed natural soils (sand, silt, clay, schist, ...)	0,00	0,30	0,60	0,90	1,20
Polluted natural soils and industrial sites	0,15	0,75	1,50	2,25	3,00
Aggressive natural soils (swamp, marsh, peat, ...)	0,20	1,00	1,75	2,50	3,25
Non-compacted and non-aggressive fills (clay, schist, sand, silt, ...)	0,18	0,70	1,20	1,70	2,20
Non-compacted and aggressive fills (ashes, slag, ...)	0,50	2,00	3,25	4,50	5,75

Notes:

1) Corrosion rates in compacted fills are lower than those in non-compacted ones. In compacted fills the figures in the table should be divided by two.

2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Figura 15.1 Tassi di corrosione raccomandati per strutture metalliche a contatto con il terreno

Table 4-2: Recommended value for the loss of thickness [mm] due to corrosion for piles and sheet piles in fresh water or in sea water

Required design working life	5 years	25 years	50 years	75 years	100 years
Common fresh water (river, ship canal, ...) in the zone of high attack (water line)	0,15	0,55	0,90	1,15	1,40
Very polluted fresh water (sewage, industrial effluent, ...) in the zone of high attack (water line)	0,30	1,30	2,30	3,30	4,30
Sea water in temperate climate in the zone of high attack (low water and splash zones)	0,55	1,90	3,75	5,60	7,50
Sea water in temperate climate in the zone of permanent immersion or in the intertidal zone	0,25	0,90	1,75	2,60	3,50

Notes:

1) The highest corrosion rate is usually found in the splash zone or at the low water level in tidal waters. However, in most cases, the highest bending stresses occur in the permanent immersion zone, see Figure 4-1.

2) The values given for 5 and 25 years are based on measurements, whereas the other values are extrapolated.

Figura 15.2 Tassi di corrosione raccomandati per strutture metalliche a contatto con l'acqua

Nel caso del progetto in esame, essedo i tubi dei micropali riempiti di malta, si considera che la corrosione possa avvenire esclusivamente a partire dalla superficie esterna del tubolare. La perdita di spessore assunta come riferimento per il progetto è, cautelativamente

δ_{corr} **= 1,50 mm** (terreni naturali inquinati e siti industriali V_N = 50 anni)

15.1.2 Calcestruzzi (Classe di esposizione e copriferro)

Trattandosi di un'opera in ambiente marino, per garantirne il mantenimento delle prestazioni durante tutta la vita nominale dell'opera, è necessario riferirsi alle prescrizioni circa la classe di resistenza e sul valore del copriferro definiti per la classe di esposizione XS2 (corrosione indotta dai cloruri di mare – permanente sommerse):

- Classe di resistenza minima C35/45
- Contenuto minimo di cemento 340 kg/m^3
- Massimo rapporto a/c 0,45
- Copriferro minimo[3] 45 mm

15.2 VERIFICA STRUTTURALE DEI MICROPALI

Le verifiche sono condotte affidando l'intera capacità resistente al tubolare di armatura.
In Tabella 15.1 si riportano le principali caratteristiche dei tubolari di armatura dei micropali, rispettivamente della sezione integra e della sezione corrosa secondo la perdita di spessore definita al §15.1.1).

Tabella 15.1 Caratteristiche del tubolare di armatura dei micropali

Tubolare D193,70 mm spessore 12,5 mm (S355)				
Grandezza	simbolo		**Sez. Integra**	**Sez. corrosa** (V_N = 50 anni)
Diametro esterno	D	[mm]	193,70	190,70
spessore	t	[mm]	12,50	11,00
diametro interno	d	[mm]	168,70	168,70
Area	A	[mm^2]	7.112,10	6.206,80
Modulo di resistenza elastico	W_{el}	[cm^3]	302,97	263,88
Classe della sezione	-	-	1	1
Area resistente a taglio	$A_v = 2A/\pi$	[mm^2]	4.530,00	3.953,4

Nel seguito si riportano le verifiche di resistenza, eseguite cautelativamente secondo il metodo elastico, sia con riferimento alla fase costruttiva che definitiva.

[3] A tale valore va aggiunta la tolleranza di posa pari ad almeno 10mm (§C4.1.6.1.3 della Circolare NTC2018).

15.2.1 Taglio

La resistenza di progetto a taglio $V_{c,Rd}$, in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

Dove:

- A_v = è l'area resistente a taglio del profilo (v.Tabella 15.2);
- f_{yk} = 355 MPa è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio S355;
- γ_{M0}= 1,05 è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio

Per la verifica di resistenza in fase costruttiva ci si riferirà all'area resistente a taglio della **sezione integra**.

Per la verifica di resistenza in fase definitiva ci si riferirà all'area resistente a taglio della **sezione corrosa**.

le massime sollecitazioni di taglio, ottenute dai modelli geotecnici, sono sempre inferiori alla resistenza. Le verifiche sono dunque ampiamente soddisfatte con i seguenti fattori di sicurezza:

Tabella 15.2 Micropali: verifica a taglio

	Combinazione	V_{max} (kN/m)	V_{max}[4] (kN)	$V_{c,rd}$ (kN)	$\eta = V_{c,Rd} / V_{Ed}$ (-)
Fasi costruttive	SLU11-Sym	96,40	38,60	884,20	22,90≥ 1,00 ✓
Fase definitiva	SLV-A	81,50	32,60	771,70	23,67≥ 1,00 ✓

[4] I valori sul singolo profilo si ottengono moltiplicando quelli unitari per l'interasse i = 0,40m

15.2.2 Flessione

Essendo il taglio di progetto V_{Ed} inferiore a metà della resistenza a taglio di progetto $V_{c,Rd}$ ($V_{Ed} \leq 0{,}5\, V_{c,Rd}$) allora si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione (Tabella 15.2). Pertanto, la resistenza di calcolo a pressoflessione può essere calcolata secondo la seguente relazione:

$$M_{Rd}(N) = W_{El} \cdot \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} - \frac{N}{A}\right)$$

Nella quale:

- W_{El} = è il modulo di resistenza elastico della sezione (v.Tabella 15.2);
- f_{yk} = 355 MPa è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio S355;
- γ_{M0}= 1,05 è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;
- N_{Ed} è il carico assiale agente alla quota della sezione di verifica;
- A = è l'area della sezione trasversale (v.Tabella 15.2).

Per la verifica di resistenza in fase costruttiva ci si riferirà alle caratteristiche della **sezione integra**.

Per la verifica di resistenza in fase definitiva ci si riferirà alle caratteristiche **della sezione corrosa**.

Vista la modesta entità delle forze normali (N), queste possono, per semplicità, essere trascurate.

Le massime sollecitazioni di progetto agenti sul palancolato ottenute nei diversi modelli geotecnici sono sempre inferiori alla resistenza di progetto con i fattori di sicurezza η riportati in Tabella 15.3.

Tabella 15.3 Micropali: verifica a flessione

	Combinazione	M_{max} (kNm/m)	M_{max}[5] (kNm)	M_{Rd} (kNm)	$\eta = M_{Rd} / M_{Ed}$ (-)
Fasi costruttive	SLU11-Sym	228,30	91,32	102,40	1,12≥ 1,00 ✓
Fase definitiva	SLU11-A	155,90	62,40	89,20	1,40 ≥ 1,00 ✓

[5] I valori sul singolo profilo si ottengono moltiplicando quelli unitari per l'interasse i = 0,40 m

Infine, in Figura 15.3 si riporta il dominio di resistenza della sezione e il punto della condizione con momento massimo.

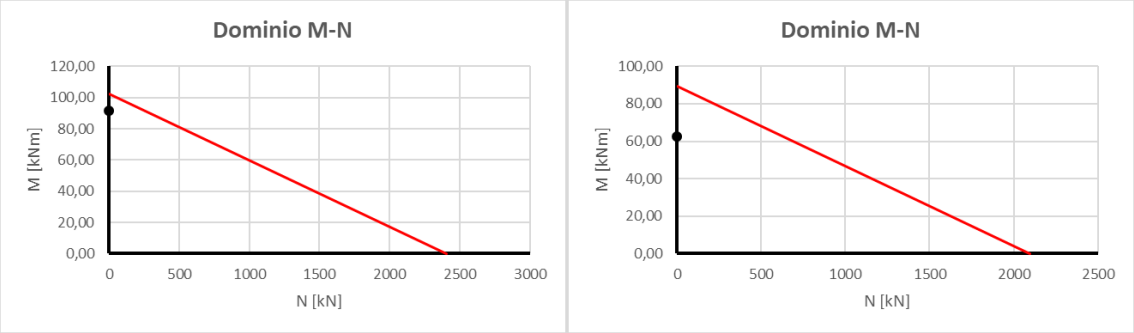


Figura 15.3 Dominio di resistenza della sezione sx: Fase costruttiva; dx: fase definitiva

15.2.1 Verifica allo stato limite di apertura delle fessure

La verifica non è pertinente in quanto la durabilità della struttura è stata garantita considerando la sezione corrosa.

15.2.2 Verifica di limitazione delle tensioni in esercizio

La tensione massima ($\sigma_{s,max}$), per effetto delle azioni dovute alla combinazione SLE caratteristica deve rispettare la codizione:

$$\sigma_{s,max} \leq 0{,}80\ f_{yk}$$

dove f_{yk} è la tensione caratteristica a snervamento dell'acciaio S355.

La tensione massima nel tubolare può essere determinata secondo la formula di Navier, note le caratteristiche del tubolare corroso (rif. Tabella 15.1).

In Tabella 15.4 la verifica, la quale risulta soddisfatta.

Tabella 15.4 Verifica di limitazione delle tensioni di esercizio sul tubolare

	Comb	M_{max} (kNm/m)	M_{max}[6] (kNm)	$\sigma_{s,max} = M_{max}/W$ (MPa)		0,80 f_{yk} (MPa)
Fase definitiva	SLE - A	122,90	49,16	186,30	<	284,0 ✓

[6] I valori sul singolo profilo si ottengono moltiplicando quelli unitari per l'interasse i = 0,40 m

15.1 VERIFICA STRUTTURALE DEL PUNTONE IN ACCIAIO

Per il puntonamento dello scavo in fase provvisionale si prevede l'utilizzo di puntoni a sezione tubolare D210,10 mm e spessore 20mm, in acciaio S355, posti ad interasse di 3,0m
Le caratteristiche del puntone considerate nelle verifiche sono:

- Diametro esterno D = 210,10 mm
- Spessore t = 20,00 mm
- Area A = 11.938,3 mm
- Tensione di snervamento f_{yk} = 355 N/mm^2
- Classe della sezione 1

Le verifiche di resistenza pertinenti sono:

- La verifica di resistenza a compressione;
- La verifica nei confronti dell'instabilità (Carico critico)

15.1.1 Compressione

La resistenza di progetto a compressione della sezione vale (NTC 2018 §4.2.4.1.2.2):

$$N_{c,Rd} = A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 4.036\ kN$$

Nella quale:

- A è l'area della sezione resistente (v. §15.1)
- f_{yk} è il valore caratteristico della tensione di snervamento dell'acciaio (v. §15.1)
- γ_{M0} = 1,05 – è il fattore parziale sulla resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 (NTC 2018 Tab.4.2.VII

la verifica ampiamente soddisfatta in quanto la resistenza è maggiore dell'azione (Tabella 15.5):

Tabella 15.5 Puntone metallico: verifica a compressione

	Combinazione	N_{max} (kN)	$N_{c,Rd}$ (kN)	$\eta = N_{c,Rd}/ N_{Ed}$ (-)
Fasi costruttive	SLU11-Sym	288,0	4.036	14,01≥ 1,00 ✓

15.1.2 Stabilità

La verifica è condotta nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Le analisi numeriche (§13) sono state eseguite, per semplicità, sulla sezione più rappresentativa del canale, ovvero la sezione corrente. Assunto che le sollecitazioni ottenute dalle analisi sono rappresentative anche della vasca terminale (in quanto stesso modello geotecnico e stesse paratie, ma più distanti tra loro rispetto alla sezione di calcolo), la verifica di stabilità va riferita alla lunghezza massima del puntone pari a 10,0m (rappresentativa dell'area della vasca).

La classe della sezione strutturale è la 1. Pertanto, la resistenza di progetto all'instabilità dell'elemento vale (Figura 15.4):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A\, f_{yk}}{\gamma_{M1}} = 837{,}1\ kN$$

DEFINIZIONE DEI PARAMETRI - CARICO CRITICO TEORICO (EULERIANO)					
Tipologia di sezione		**cava**			
Tipologia di opera		**tirantata**			
distanza vincolo tirante - base	L	10	[m]		
condizioni vincolo alla base		**cerniera**	per opere a sbalzo incastro		
lunghezza libera di inflessione	l_0	10	[m]	10000	
fattore per riduzione rigidezza	β_d	1	<1 per palancole AZ, veder		
Carico critico Euleriano	$N_{cr,y}$	1130,67	[kN]	$N_{cr} = EI\beta_D\pi^2/\ell^2$	
	$N_{cr,z}$	1130,67	[kN]		
CALCOLO DELLA RESISTENZA DI PROGETTO ALL'INSTABILITA' - DIREZIONE FORTE (y-y)					
Area sezione	A	11938,28	[mm^2]	$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$	
Snellezza normalizzata	**λ**	1,94	[-]		
Curva di instabilità (inflessione y-y)	-	c	[-]	$\Phi = 0.5\left[1+\alpha\left(\bar{\lambda}-0.2\right)+\bar{\lambda}^2\right]$	
Fattore di imperfezione	α	0,49	[-]		
fattore	Φ	2,799	[-]	$\chi = \frac{1}{\Phi+\sqrt{\Phi^2-\bar{\lambda}^2}} \le 1.0$	
coeff. Riduzione per modalità di instabilità	χ_y	0,207	[-]	**≤ 1** $N_{b,Rd} = \frac{\chi\,\beta_A A\,\bar{f}_y}{\gamma_{M1}}$	
		0,207	[-]		
Resistenza all'instabilità	$N_{b,rd}$	**837,13**	**[kN]**	$N_{b,Rd}$>N_{ed}	**OK**
VERIFICA SULLA SNELLEZZA (NTC 2018 §4.2.4.1.3.1)					
Snellezza dell'asta	λ	147,93	[-]		
Valore limite	λ_{max}	200	[-]		
ESITO VERIFICA		**VERIFICATO**			

Figura 15.4 Verifica di stabilità del puntone in acciaio

La verifica è soddisfatta in quanto l'azione è inferiore della resistenza (Tabella 15.6):

Tabella 15.6 Verifica di stabilità del puntone

	Combinazione	N_{max} (kN)	$N_{b,Rd}$ (kN)	$\eta = N_{c,Rd}/ N_{Ed}$ (-)
Fasi costruttive	SLU11-Sym	288,0	837,1	2,90≥ 1,00 ✓

16 CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E MONITORAGGIO

La funzionalità delle opere e il rispetto delle previsioni del modello numerico dovranno essere accertati mediante controlli sul comportamento delle strutture, da eseguire sia in corso di costruzione. Per le opere del fosso Melara si prevede di installare n.2 inclinometri (Tabella 16.1) spinti fino a 13 m di profondità e un fitto monitoraggio topografico sia in testa alla paratia che alle strutture limitrofe.

Tabella 16.1 strumentazione di monitoraggio installata per il fosso Melara

Monitoraggio Topografico		**Monitoraggio inclinometrico**
Edifici limitrofi	Spost. trave paratia	Deformazione Palancolato
1 Target /5m	**1 Target /10m**	**2 tubi (L=13m)**

La frequenza delle letture varierà in considerazione dell'impatto che le diverse lavorazioni hanno sulle strutture. Nella tabella seguente è indicata una frequenza media delle letture, per l'intero periodo di costruzione dell'opera.

Tabella 16.2 Frequenza delle letture

Fase lavorativa importante	**Monitoraggio Topografico**	**Monitoraggio inclinometrico**
		Deformazione Palancolato
Media ponderata (stima)	**4/Mese**	**1/20 giorni**

Il monitoraggio topografico potrebbe essere eseguito mediante una stazione fissa programmata per una scansione con cadenza oraria.

17 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le analisi geotecniche e strutturali sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatico di cui si forniscono le caratteristiche principali.

Programma: PLAXIS VIP 2D
Versione: 2021
Produttore: Bentley Systems International Limited, Dublin 2, Ireland
Distributore: GEOSPHERA Hi-tech Supplies S.r.l., Portici (NA)
Licenza: 3-3725416

Per le caratteristiche della modellazione svolta con il codice di calcolo si rimanda al Capitolo 13 "Analisi numeriche delle opere in progetto

18 ALLEGATI

18.1 ALLEGATO 1: VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO PLAXIS 2D.

Il giudizio circa l'affidabilità del codice di calcolo viene formulato mediante un confronto fra i risultati dell'analisi numerica di una paratia a sbalzo con i risultati ottenuti da un calcolo a mano. Per il confronto si considerano:

- Lunghezza di incastro *d* necessaria all'equilibrio del sistema
- Massimo momento flettente lungo la paratia

Lo schema considerato è quello di una paratia flessibile che sostiene uno sbalzo di terreno di 5,00 m, Il terreno è assunto omogeneo, con γ=20 kN/m^3 ; ϕ'=30°; c'=0 kPa; E'=10 MPa, l'attrito muro – terreno è assunto pari a δ=15° la falda è assente.

CALCOLO PLAXIS

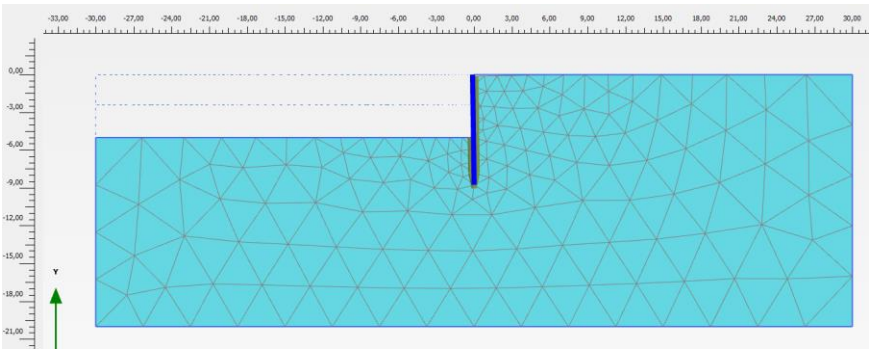


Figura 18.1 Modello della paratia

Tabella 18.1 Principali parametri in input nel modello numerico

	Modello costitutivo	**γ** [kN/m^3]	**E'** [kN/m^2]	**ν** [-]	**c'** [kPa]	**φ'** [°]	**R_{int}** [-]
Terreno in posto	MC	20	10'000	0,3	0	30	0,5

MC: Mohr-Coulomb
γ: Peso di volume
E': modulo elastico alla deformazione corrispondente al 50% del carico di rottura
ν: modulo di Poisson
c′; φ′: parametri di resistenza
R_{int}: Fattore di resistenza all'interfaccia

FASI COSTRUTTIVE

1. Inizializzazione del modello numerico con la ricostruzione dello stato tensionale iniziale
2. Scavo fino alla profondità di 2,40m
3. Scavo fino alla profondità di 5,00m
4. Calcolo del fattore di sicurezza mediante il metodo c'-phi' reduction

La profondità di incastro d è stata ricercata mediante il metodo c'-phi' reduction: in particolare tale lunghezza si stabilisce parzializzando progressivamente i parametri di resistenza del terreno fino a produrre la condizione di collasso. La profondità di infissione teorica è quella alla quale corrisponde un fattore di sicurezza uguale o al più prossimo all'unità (FS=1).

Nel caso in oggetto risulta FS=1 per una lunghezza d=3,75 m (altezza totale della paratia pari a 5+3,75=8,75m).

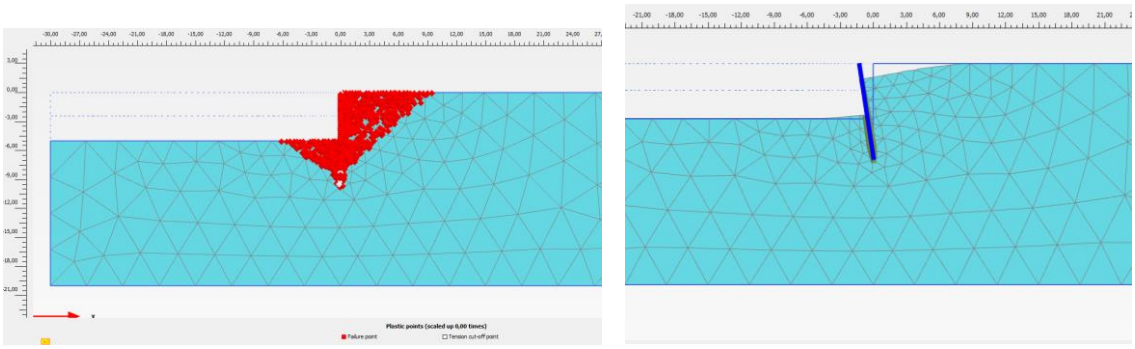


Figura 18.2 SX: punti plastici a dimostrazione del completo sviluppo della mobilitazione della spinta attiva e resistenza passiva; DX: deformata da cui si evince la rotazione al piede della paratia

Calculation information

Step info				
Phase	Phase_3 [Phase_3]			
Step	Initial			
Calulation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	0,5000			
Relative stiffness	1,658E-3			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{Weight}	1,000
Strength reduction factor	M_{sf}	0,1807E-3	ΣM_{sf}	0,9989
Time	Increment	0,000	End time	0,000
Staged construction				
Active proportion total area	M_{Area}	0,000	ΣM_{Area}	0,8750
Active proportion of stage	M_{Stage}	0,000	ΣM_{Stage}	0,000
Forces				
F_X	0,000 kN/m			
F_Y	0,000 kN/m			
Consolidation				
Realised $P_{Excess,Max}$	0,000 kN/m^2			

Copy Print Close

Figura 18.3 Risultato della analisi c'-phi' reduction (bordo rosso, FS)

Il massimo momento sollecitante la paratia è pari a **232 kN/m**, alla profondità di 6,70m dalla testa della paratia.

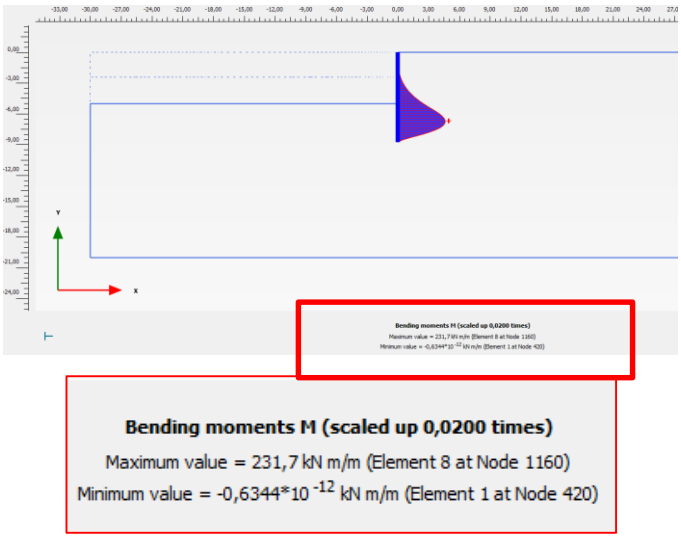
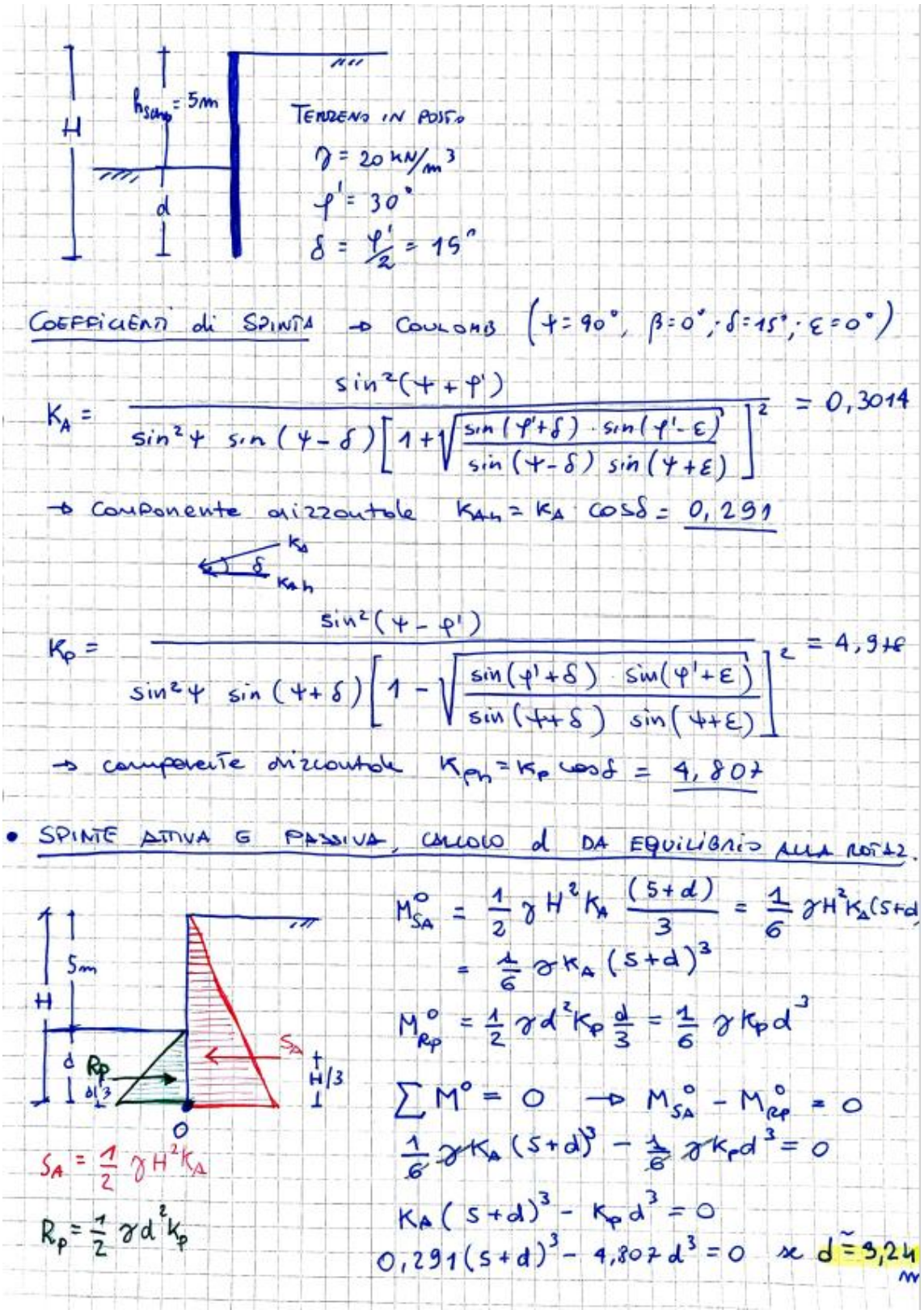
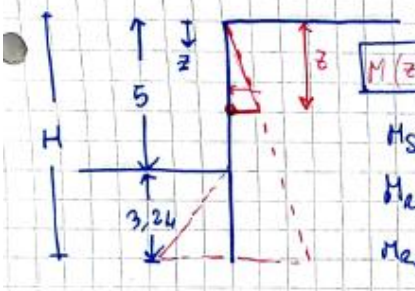


Figura 18.4 Momento flettente agente

CALCOLO A MANO



CALCOLO DIAGRAMMA DEL MOMENTO FLETTENTE



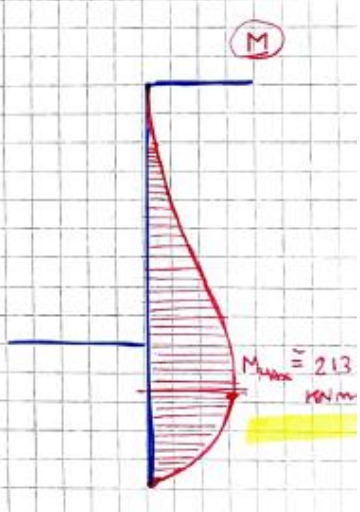
$$M(z) = M_{SA}(z) - M_{RP}(z)$$

$$M_{SA}(z) = \frac{1}{2}\gamma z^2 \cdot \frac{z}{3} K_A = \frac{1}{6}\gamma z^3 K_A$$

$$M_{RP}(z \le 5m) = 0$$

$$M_{RP}(z \ge 5m) = \frac{1}{6}\gamma K_p (z-5^*)^3$$

z (m)	$M_{SA}(z)$ (kN m)	$M_{RP}(z)$ (kN m)	$M(z) = M_{SA}(z) - M_{RP}(z)$
0	0		0
0,5	0,121		0,121
1	0,97		0,97
1,5	3,273		3,273
2,0	7,76		7,76
2,5	15,15		15,15
3,0	26,19		26,19
3,5	41,59		41,59
4,0	62,08		62,08
4,5	88,39		88,39
Fondo scavo 5,0	121,25	0	121,25
5,5	161,38	2	159,38
6,0	209,52	16	193,52
6,5	266,38	54	212,39 (M_{MAX})
7,0	332,71	128	204,71
7,5	409,22	250	158,22
8.0	496,64	432	64,64
8,24	543	544	1 ≈ 0 ✓



Dai due calcoli si evince che i risultati in termini di momento massimo sollecitante e lunghezza di incastro (d) risultano confrontabili e pertanto attendibili, come mostrato nella seguente tabella riassuntiva.

Tabella 18.2 Quadro di confronto fra il calcolo numerico ed il calcolo a mano

	Modello numerico Plaxis	**Calcolo a mano**
Infissione minima per l'equilibrio (d)	3,75 m	3,24 m
Momento Massimo (M_{max})	232 kNm	213 kNm
Profondità della sezione di Momento Massimo	6,70 m da testa paratia	6,50 m da testa paratia

Il confronto mostra l'affidabilità del software PLAXIS 2D per analizzare le opere di sostegno flessibili; pertanto i risultati dei calcoli prodotti per questo progetto sono validi ed accettabili.

18.2 ALLEGATO 2: MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITU.

Per l'analisi dei risultati della campagna di indagine, si riportano di seguito le correlazioni empiriche adottate per interpretare i risultati delle prove in situ, indicandone per quanto possibile il campo di validità.

Prova DPSH

La prova penetrometrica dinamica continua consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica per tratti consecutivi misurando il numero di colpi necessari a determinare un avanzamento della punta di 20 o 30 cm (N). Con questo tipo di indagine si può ricavare una rappresentazione grafica del dato di prova che permette un raffronto della consistenza dei vari livelli attraversati e di stabilire una correlazione diretta con la caratterizzazione stratigrafica in base ai carotaggi geognostici. I risultati della prova penetrometrica dinamica continua sono usualmente correlati con la prova SPT mediante la relazione:

$$N_{SPT} = \beta_t \times N$$

dove $\beta_t = Q / Q_{SPT}$ in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT (Q_{SPT} = 7,83 kg/cm).

Nel caso dell'attrezzatura utilizzata per le prove in questione, dove N è stato valutato per 30 cm di avanzamento, il coefficiente β_t è stato assunto pari a 1,15.

Calcolo di N_{60}

Si ottiene dal valore di N_{SPT} corretto in base alle modalità di prova e alle apparecchiature utilizzate:

$$N_{60} = N_{SPT} \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S$$

N_{SPT} numero di colpi alla profondità di prova

C_E fattore di correzione per l'energia del maglio

C_B fattore di correzione per il diametro del foro

C_R fattore di correzione per la lunghezza delle aste

C_S fattore di correzione per l'impiego di un campionatore non standard

Calcolo di $(N_1)_{60}$

Il valore di N_{60} viene ulteriormente corretto per tener conto dello sforzo efficace agente alla profondità di indagine:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$

C_N fattore di correzione funzione della profondità di prova.

In Tabella 3 sono presentati i valori dei fattori di correzione da applicare secondo Youd (2000).

Tabella 3 - Fattori correttivi della resistenza SPT

Fattore	Caratteristiche dell' attrezzatura di prova	Correzione
Pressione litostatica C_N	-	$(p_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ $0.4 \le C_N \le 1.7$ (EC8: $0.5<C_N<2$)
Rapporto energetico C_E	Maglio di sicurezza	0.7 – 1.2
	Maglio ad anello	0.5 – 1
	Maglio a rilascio automatico	0.8 – 1.3
Diametro del foro C_B	65 – 115 mm	1.0
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Lunghezza dell'asta[5] C_R	< 3 m	0.75
	3 – 4 m	0.8
	4 – 6 m	0.85
	6 – 10 m	0.95
	10 – 30 m	1.0
Metodo di campionamento C_S	Campionatore standard	1.0
	Campionamento senza rivestimento	1.1 – 1.3

In presenza di terreni a granulometria grossa, il campionatore standard viene sostituito da un campionatore a punta chiusa. Facendo riferimento alle indicazioni di letteratura relative ad esperienze su sabbie ghiaiose (Figura 18.5, tratta da Palmer e Stuart, 1958), i valori di N stabiliti con il penetrometro a punta chiusa sono interpretati con le medesime correlazioni utilizzabili per le prove con punta aperta.

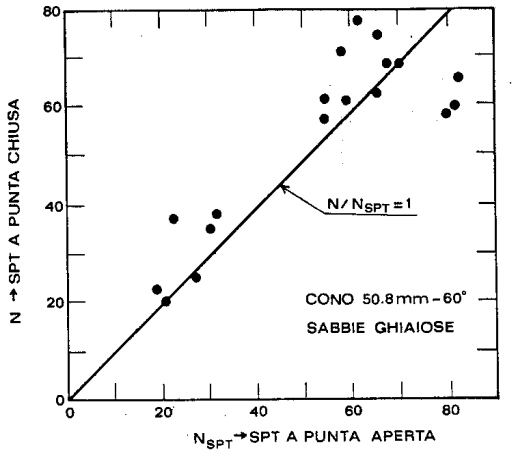


Figura 18.5. Correlazione tra valori NSPT misurati con punta chiusa e aperta (da Palmer e Stuart, 1958)

In presenza di sabbie limose fini sotto falda possono svilupparsi pressioni interstiziali non trascurabili in fase di penetrazione del campionatore; pertanto, in tali situazioni, il valore di N_{SPT} misurato va ridotto opportunamente, così come suggerito da Terzaghi- Peck (1948):

$$(N_{SPT})_{corr} = N_{SPT} \qquad \text{se } N_{SPT} \leq 15$$

$$(N_{SPT})_{corr} = 15 + 0{,}50 \cdot (N_{SPT} - 15) \qquad \text{se } N_{SPT} > 15$$

Il valore corretto N_{60} consente di pervenire ad una stima della densità relativa D_r, dell'angolo d'attrito φ' ed anche della rigidezza E'.

La densità relativa viene valutata con le classiche espressioni di Meyerhof (1957), basata sui dati sperimentali di Gibbs e Holtz (1957), e di Bazaara (1967).

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{17+24\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}}}$$

(Gibbs e Holtz, 1957)

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{20\left(1+4{,}1\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)}} \qquad \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0{,}732$$

(Bazaara, 1967)

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{20\left(3{,}24+1{,}024\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)}} \qquad \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0{,}732$$

essendo σ'_{v0} la tensione litostatica efficace alla profondità di prova e p_a la pressione di riferimento (100 kPa).

La formulazione di Gibbs e Holtz è valida per le sabbie da fini a grossolane, pulite, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore della densità relativa D_r viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene invece sottostimato.

L'angolo d'attrito si determina utilizzando le correlazioni di Peck et al. (1974) e Schmertmann (1975). La relazione di PECK ET Al. (1974), è approssimabile anche analiticamente attraverso la relazione di Wolff (1989):

$$\varphi' = 27{,}1 + 0{,}3 \cdot (N_1)_{60} - 0{,}00054 \cdot {(N_1)_{60}}^2$$

La correlazione di Schmertmann (1975) è graficamente rappresentata in Figura 18.6 e corrisponde all'equazione di Kulhawy e Mayne, (1980) riportata a fianco della figura stessa.

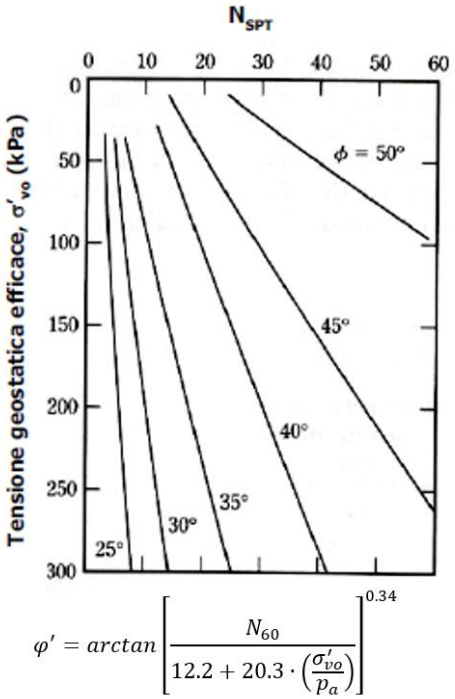


Figura 18.6. Correlazione di Schmertmann (1975) per la stima dell'angolo di attrito e relativa equazione di Kulhawy e Mayne (1980)

I moduli elastici sono stati valutati con riferimento alle seguenti formulazioni:

a) Jamiolkowski et al. (1988) per terreni normalmente consolidati

$$\mathrm{E'_{25}} = (10{,}5 - 3{,}5\mathrm{D_r}) \cdot \mathrm{N_{60}}/10 \qquad \text{[MPa]}$$

dove:

- $\mathrm{E'_{25}}$ modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza pari al 25%;
- $\mathrm{D_r}$ densità relativa espressa come frazione dell'unità;

Per valori della densità relativa Dr inferiori a 50% e per materiali ghiaioso-sabbiosi le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di $\mathrm{E'_{25}}$.

b) Denver (1982)

Il metodo è valido per sabbia e ghiaia e sabbia pulita. La relazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{SPT} ad una diminuzione del modulo elastico con la profondità.

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E' = B \cdot \sqrt{N_{60}} \qquad \text{[MPa]}$$

con il parametro B pari a 7 MPa. La relazione va considerata inattendibile per N_{SPT} molto bassi o molto alti. Nel primo caso il modulo elastico risulta troppo elevato, nel secondo caso troppo basso.

Prova penetrometrica statica (CPTu)

La prova penetrometrica statica prevede l'avanzamento verticale nel terreno, a velocità costante (v ≈ 2 cm/s), di una punta conica standardizzata (diametro 35,7 mm e angolo di apertura 60°).

Le prove penetrometriche statiche possono essere eseguite con punta meccanica (CPT), con punta elettrica (CPTE) o con piezocono (CPTu).

Nella prova elettrica con piezocono (CPTu) si misurano in modo fra loro indipendente, la pressione alla punta, lo sforzo tangenziale laterale e la sovrapressione interstiziale durante l'avanzamento.

La prova penetrometrica statica è la prova preferibile per ottenere le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci nei terreni granulari ed in tensioni totali in quelli fini poco permeabili. Consente inoltre di stimare il modulo elastico. La prova è particolarmente utile per riconoscere la stratigrafia del deposito.

Nella prova CPTu, tutte le correlazioni con i parametri meccanici si basano sul valore corretto della resistenza alla punta; la correzione, necessaria per tenere conto della posizione arretrata del filtro poroso rispetto alla punta, dipende esclusivamente dalla geometria costruttiva del dispositivo. La resistenza alla punta corretta (q_t) da utilizzare per le diverse interpretazioni, si ottiene nel modo seguente:

$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2$ Resistenza della punta corretta

dove α=A_N/A_C, A_C è l'area del cono e A_N è l'area netta del cono, pari a 0,66 per la strumentazione utilizzata nelle indagini.

Per determinare i parametri meccanici dei terreni Robertson (1990) ha proposto l'uso di tre parametri normalizzati rispetto allo stato tensionale litostatico, che sono così definiti:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \qquad Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \qquad \mathrm{F_r} = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

dove σ_{v0} e σ'_{v0} sono i valori delle tensioni verticali geostatiche, rispettivamente totali ed efficaci calcolati assumendo un valore costante γ = 19 kN/m^3 per il peso di volume dei terreni attraversati dalla punta, secondo lo schema sintetizzato nella Tabella 4:

Tabella 4 - Stato tensionale litostatico di riferimento per l'interpretazione delle prove CPTu

profondità [m lmm]	σ_{v0} [kN/m^2]	u [kN/m^2]	σ'_{v0} [kN/m^2]
+2,0	0,0	0,0	0,0
0,0	38,0	0,0	38,0
-40,0	760,0	400,0	360,0

Riconoscimento stratigrafico (Ic)

Il riconoscimento litologico dei terreni attraversati dai profili penetrometrici CPTu può essere effettuato tramite la correlazione proposta da Robertson e Wride (1993) calcolando l'indice di comportamento I_c

$$\mathrm{I_c} = \sqrt{(3{,}47 - \log \mathrm{Q}_t)^2 + (1{,}22 + \log \mathrm{F}_r)^2}$$

da cui è possibile ottenere una classificazione del terreno, secondo le distinzioni riportate in Tabella 5.

Tabella 5- Classificazione del terreno in funzione dell'indice di comportamento Ic per le prove CPTu

Classificazione del terreno	**Sabbie ghiaie**	**Sabbie**	**Terreni a matrice sabbiosa**	**Terreni a matrice limosa**	**Argille**	**Terreni organici**
Valore di **Ic**	Ic < 1,31	1,31 < Ic < 2,05	2,05 < Ic < 2,60	2,60 < Ic < 2,95	2,95<Ic<3,60	Ic>3,60

Resistenza non drenata (cu)

Nei terreni a grana fine si ottiene il profilo della coesione non drenata in funzione della resistenza alla punta applicando una relazione semi-empirica che deriva dall'espressione della capacità portante di un palo infisso. La resistenza non drenata è funzione della resistenza unitaria alla punta corretta q_t, delle tensione verticale totale alla profondità di prova e del fattore di capacità portante N_{kt} :

$$c_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

Il fattore N_{kt} è particolarmente variabile in quanto dipende dalla storia tensionale del deposito e presenta valori compresi tra 11 e 20 per terreni normalmente consolidati e pari a 25 in quelli sovraconsolidati. Secondo Robertson il coefficiente N_{kt}, largamente influenzato dalla sensitività del terreno, oltre che dalla rigidezza e dal grado di consolidazione, può essere legato al rapporto di frizione normalizzato F_r nel seguente modo:

$$N_{kt} = 10{,}5 + 7 \cdot \log(F_r)$$

Seguendo le indicazioni di Robertson, nelle successive elaborazioni è stato considerato un valore di $N_{kt} = 16$.

In tutti i casi, considerata la grande variabilità del fattore di capacità portante, la prova consente solo una stima preliminare e molto approssimata della resistenza non drenata; una calibrazione dei risultati può però ottenersi attraverso il confronto con i valori della resistenza non drenata ottenuti dalle prove di laboratorio.