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 SULLE STRUTTURE

CODICE ELABORATO

23 01 PD 006 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:
Camusi	Sanzone	Tartaglini

Note:

SOMMARIO

1 PREMESSA 3
2 STATO DEI LUOGHI 4
3 CAMPAGNE DI INDAGINE GEOTECNICA 5
3.1 INDAGINI PREGRESSE 5
3.2 CAMPAGNA DI INDAGINI 2023 11
4 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO 13
4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO/STRATIGRAFICO DELL'AREA 13
4.2 RICONOSCIMENTO UNITÀ GEOTECNICHE 14
4.3 SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE SIGNIFICATIVE 15
5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 17
6 REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE 18
6.1 NUOVO CANALE IN CEMENTO ARMATO 18
6.2 VITA NOMINALE DELLE OPERE 19
6.3 CLASSE D'USO 19
6.4 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA 19
7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA 20
8 AZIONI DI PROGETTO SULLE COSTRUZIONI 22
8.1 AZIONI PERMANENTI 22
8.2 AZIONI VARIABILI: SOVRACCARICHI 22
8.3 AZIONI SISMICHE 23
8.4 DURABILITÀ DELLE OPERE 25
9 TIPOLOGIA COSTRUTTIVA DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO 28
9.1 GEOMETRIE 28
9.2 MATERIALI 32
10 METODO DI CALCOLO DELLE STRUTTURE 34

10.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE 34

10.2 APPROCCI E COMBINAZIONI UTILIZZATE PER LE VERIFICHE 37

10.3 COMBINAZIONE DELLE AZIONI 37

1 PREMESSA

La presente relazione è stata redatta a supporto del progetto definitivo dell'intervento di mitigazione del rischio idraulico per il bacino del Fosso Melara, nel Comune di La Spezia, relativo al tratto che attraversa l'area SIMAN in via del Molo.

Si precisa che gli interventi proposti con il presente progetto per la sistemazione del Rio Melara, insieme a quelli previsti per il suo tratto di sbocco a mare dall'ampliamento del nuovo Terminal Ravano del porto di La Spezia, costituiscono un progetto unitario di messa in sicurezza del Rio Melara.

Nel dettaglio, gli interventi in progetto lungo il tratto del corso d'acqua posto a valle dell'attraversamento ferroviario nell'area SIMAN, in via del Molo a La Spezia, garantiscono l'intercettazione a monte del materiale flottante a presidio della lunga tombinatura terminale esistente in corrispondenza del Terminal Ravano, ovvero del nuovo canale marino previsto nel progetto dell'ampliamento dello stesso Terminal Ravano, e conseguentemente la mitigazione del rischio idraulico del fosso stesso.

2 STATO DEI LUOGHI

L'opera in esame verrà realizzata all'interno di un piazzale industriale esistente, situato nel primo entroterra della città di La Spezia, a circa 200 m dalla costa (Figura 2.1) e ad una quota di circa +2,0 m dal livello medio del mare.

L'area di intervento è fortemente antropizzata: al suo interno sono presenti vecchi capannoni, 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 2.1 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.

Al fine di definire nel dettaglio le strutture esistenti, con particolare riferimento alle opere di fondazione, nella successiva fase di progettazione esecutiva sarà necessario reperire gli tutti gli elaborati progettuali delle stesse opere.

3 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.

3.1 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.

3.1.1 Indagini 2000 (Linea Ferroviaria merci la Spezia Marittima)

In Figura 3.1si riporta la posizione in pianta del sondaggio reperito, mentre in Tabella 3.1 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.

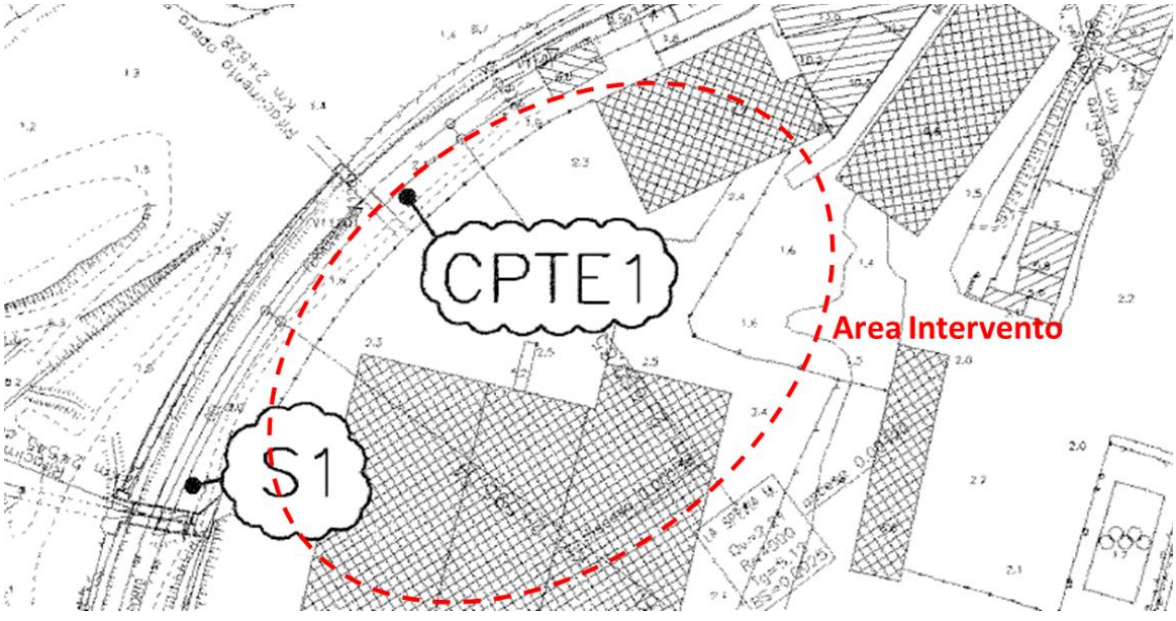


Figura 3.1 Ubicazione in pianta del sondaggio eseguito in prossimità dell'area di intervento (2000)

Tabella 3.1 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 3.2 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 3.2 Descrizione sondaggio S1

3.1.2 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 3.3 ed in Figura 3.4 si riportano le planimetrie delle indagini eseguite nelle due fasi di indagine, mentre in Tabella 3.2 ed in Tabella 3.3 il censimento delle prove eseguite.



Figura 3.3 **Planimetria delle (progettazione Nuovo Terminal Ravano – 1°fase)**



Figura 3.4 Planimetria delle (progettazione Nuovo Terminal Ravano – 2°fase)

Tabella 3.2 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 3.3 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	-	-	-

3.2 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 3.5 la posizione planimetrica dei punti di indagine, mentre in Tabella 3.4 il censimento riepilogativo delle indagini eseguite.

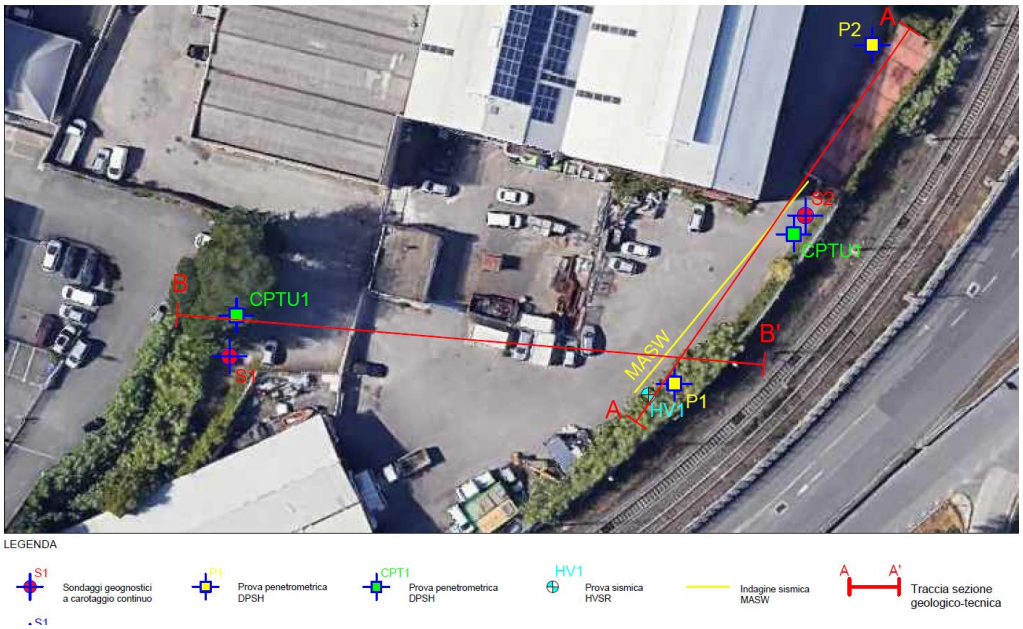


Figura 3.5 Campagna di indagine 2023: Planimetria

Tabella 3.4 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	-

4 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO

4.1 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 4.1 lo stralcio della carta geologica.

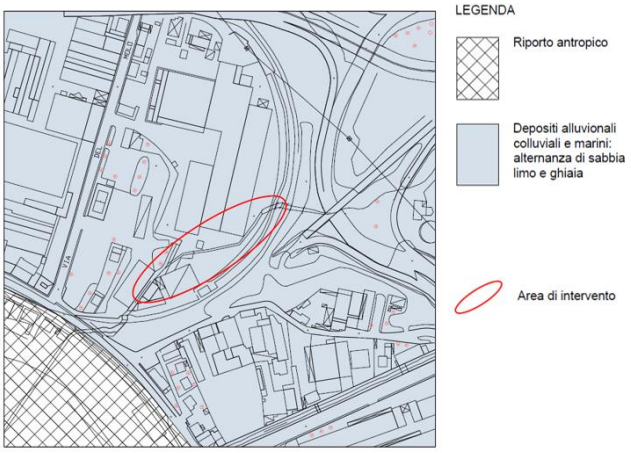


Figura 4.1 Stralcio Carta Geologica

4.2 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 4.2 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 4.2 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)

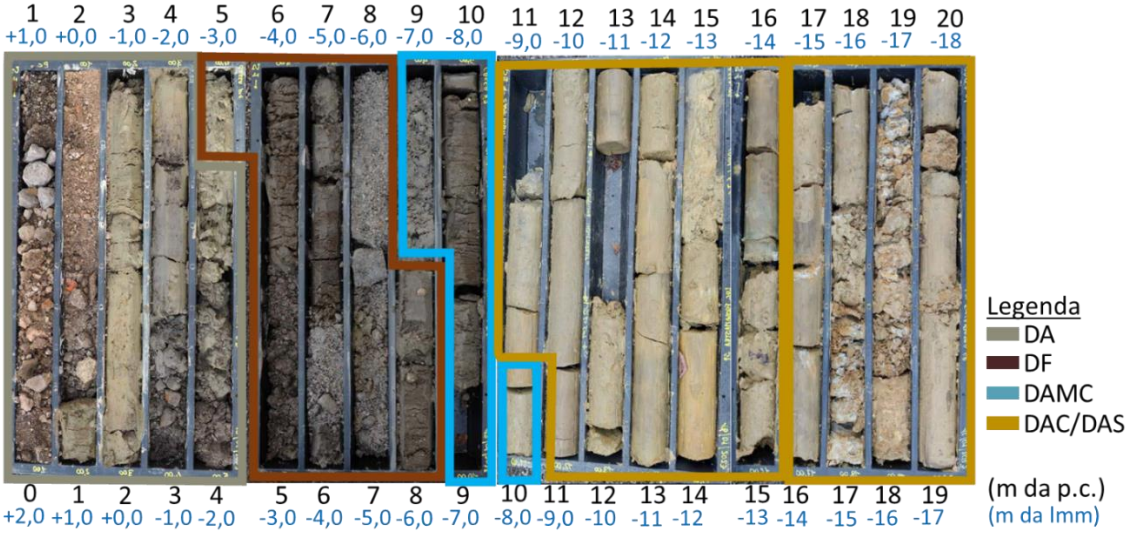


Figura 4.2 individuazione delle unità litostratigrafiche (S1 del 2023)

4.3 Sezioni litostratigrafiche significative

Ai fini progettuali è stata individuata una sezione di progetto, schematizzata in Figura 4.3. 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.

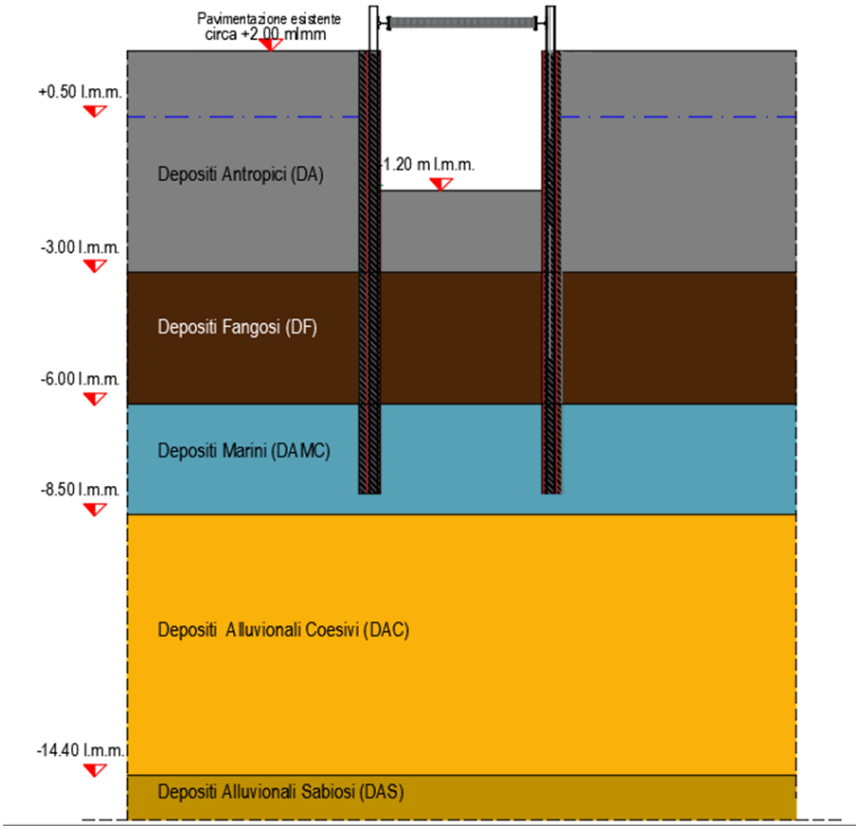


Figura 4.3 Assetto stratigrafico di riferimento

Per maggiori dettagli si rimanda alle relazioni specialistiche geologiche e geotecniche.

5 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il presente progetto è stato redatto in conformità alla vigente normativa nazionale riportata sinteticamente nel seguito:

- 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*";
- Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce – Raccomandazioni – Edizioni AGI – Giugno 2012;
- UNI EN 1992-1-1:2005 – Eurocodice2 - *Progettazione delle strutture in calcestruzzo–Parte 1-1* e relativa Appendice Nazionale;
- UNI EN 1993-5 – Eurocodice 3 - *Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole* 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).

6 REQUISITI PRESTAZIONALI DELLE OPERE

6.1 Nuovo canale in cemento armato

Al fine di incrementare la capacità di deflusso del tratto tombinato con tubazione metallica del Rio Melara in corrispondenza dell'area SIMAN, il presente progetto prevede la realizzazione, pressochè in parallelo al canale esistente, di un ulteriore canale a sezione aperta in cemento armato adeguatamente coperta con grigliato metallico carrabile per non limitare la viabilità e le superfici a servizio delle attività industriali esistenti.

Il piano di campagna attuale nella zona di intervento si trova mediamente a quota +2.00 m s.l.m.m. Lo scavo necessario per la realizzazione del nuovo canale in progetto è posto mediamente ad una quota pari a -1.00 m s.l.m.m. ed avrà una larghezza pari a circa 3.80 m, con una profondità di scavo complessivamente pari a circa 3 m.

Al fine di non arrecare possibili problematiche di stabilità alle strutture esistenti in prossimità dell'area di intervento (rilevato ferroviario, tubazione interrata DN 1800 ed edifici industriali) è stata prevista la realizzazione di uno scavo nel terreno sostenuto da una doppia paratia di micropali (ϕ300 mm, L =10 m e interasse di circa 40 cm) con sigillatura dei giunti attraverso l'iniezione di miscela cementizia.

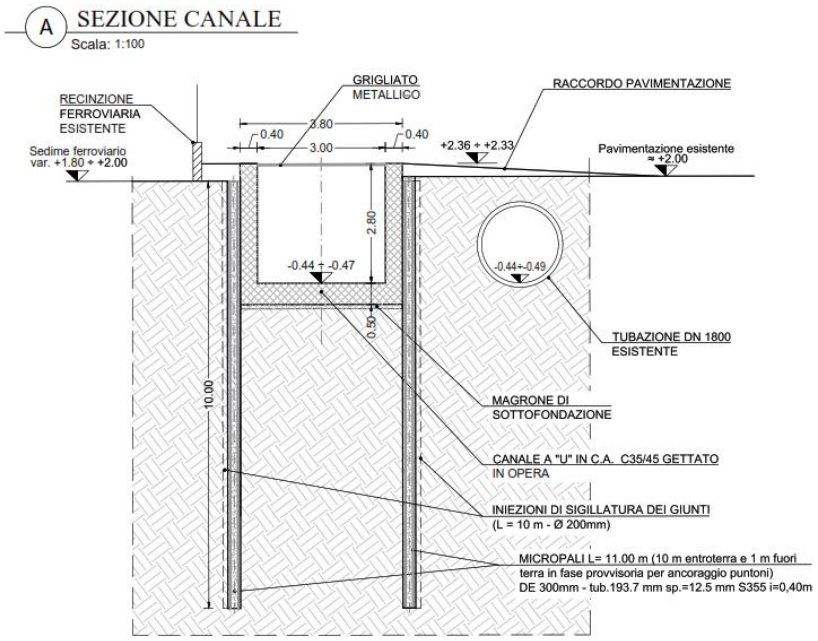


Figura 4 – Sezione tipo canale.

6.2 Vita nominale delle opere

La vita nominale (V_N) delle opere strutturali è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per le opere in progetto è stata definita una vita nominale $V_N = 50$ anni (Tab 2.4.1 del NTC 2018 - "*Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari*").

6.3 Classe d'uso

In relazione alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche è stata assunta la seguente classe d'uso dell'opera (2.4.2 NTC 2018):

Classe II: *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti*.

6.4 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Il periodo di riferimento (V_R), in relazione al quale dovranno essere valutate le azioni sismiche sulla struttura, è stato ottenuto moltiplicando la vita nominale ($V_N = 50$ anni) per il coefficiente d'uso (Tab 2.4.II - NTC 2018) associato alla relativa classe d'uso ($C_U = 1.0$) da cui si ricava che il periodo di riferimento è pari a 50 anni.

7 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'area di intervento ricade nel territorio del Comune di La Spezia (SP) che, secondo la zonazione ZS9 (Meletti et al. - INGV 2004), rientra all'interno della zona sismogenetica 916 "Versilia-Chianti", coincidente con il settore in distensione tirrenica definito nel modello sismotettonico di Meletti et al. (2000), caratterizzato da una sismicità di bassa energia che sporadicamente raggiunge valori di magnitudo relativamente elevati. Tale zona è caratterizzata da eventi con una Magnitudo momento massima Mwmax pari a 6,14.

Dall'analisi degli eventi sismici principali verificatisi nell'area di La Spezia a partire dall'anno 1000, emerge che quelli più significativi sono quelli della Lunigiana e Garfagnana posti a est, mentre gli epicentri più prossimi sono quelli ubicati lungo la Val di Magra e relativi ad eventi di magnitudo di circa 4,0 Mw e profondità ipocentrale variabile tra 0,6 e 9 Km (23/06/2016 – 11/07/1996 – 11/04/1955).

Con riferimento al progetto DISS3 dell'INGV emerge che in corrispondenza dell'area di intervento non sono presenti sorgenti sismogenetiche.

Sulla base del periodo di riferimento e della 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

Dall'analisi degli studi di microzonazione simica disponibili, l'area costiera portuale ricade in una zona instabile "di attenzione per liquefazione di tipo 1 (ZALQ1)".

Per quanto attiene, invece, la macrozonazione sismica, il Comune di La Spezia risulta classificato in zona sismica 3, che rappresenta la "pericolosità sismica di base" del sito in questione (Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari, con accelerazione orizzontale massima convenzionale ag=0,15).

[1] Tempo di ritorno del sisma allo SLD: $T_R = V_R$

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

Per quanto attiene, invece, la macrozonazione sismica, il Comune di La Spezia risulta classificato in zona sismica 3, che rappresenta la "pericolosità sismica di base" del sito in questione (Zona che può essere soggetta a forti terremoti ma rari, con accelerazione orizzontale massima convenzionale ag=0,15).

Infine, per l'opera in questione è stata considerata la categoria di sottosuolo "C", la "categoria topografica (T1)" con un coefficiente di amplificazione topografica ST = 1,0.

8 AZIONI DI PROGETTO SULLE COSTRUZIONI

8.1 Azioni permanenti

8.1.1 Pesi propri dei materiali strutturali

Le azioni permanenti associate ai pesi propri dei materiali strutturali verranno derivate dalle dimensioni geometriche e dal peso di unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione (Tab. 3.1.I. NTC 2018).

Calcestruzzo ordinario	24,0 kN/m³
Calcestruzzo armato	25,0 kN/m³
Acciaio	78,5 kN/m³

8.1.2 Carichi permanenti portati non strutturali

Non sono previsti carichi permanenti non strutturali

8.1.3 Spinta delle terre e spinta idrostatica

Le spinte delle terre verranno valutate secondo la stratigrafia del terreno prevista da progetto.

La spinta idrostatica, dove applicabile, verrà determinata assumendo un peso per unità di volume di 10.0 kN/m³

8.2 Azioni variabili: sovraccarichi

8.2.1 Sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti

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

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

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

8.2.2 Mezzi d'opera

Il sovraccarico attribuibile alla presenza di mezzi d'opera di tipo ordinario viene assunto pari a: $\mathbf{q_{m,L}}$ **= 20 kPa**

8.3 Azioni sismiche

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 8.1 - 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.

Come già riportato nel capitolo precedente, 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[3]): a_g = 0,051 g;
- SLV (P_{VR}=10%; T_R = 475anni[4]): 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 8.1 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**

[3] Tempo di ritorno del sisma allo SLD: $T_R = V_R$

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

8.4 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.

8.4.1 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 8.2 e Figura 8.3).

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)

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 8.2 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 8.3 Tassi di corrosione raccomandati per strutture metalliche a contatto con l'acqua

8.4.2 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[5] 45 mm

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

9 TIPOLOGIA COSTRUTTIVA DELLE STRUTTURE DI SOSTEGNO

9.1 Geometrie

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 (vedi Figura 9.1); oltre al nuovo canale è prevista anche la realizzazione di una nuova vasca di calma e sedimentazione di valle (Figura 9.1).

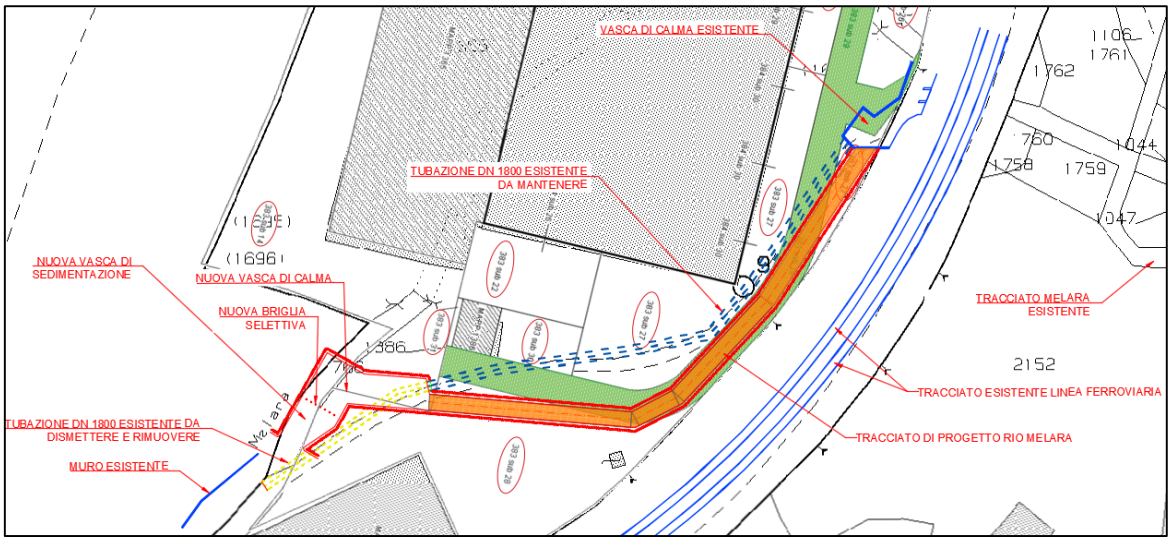


Figura 9.1 Planimetria generale dell'intervento

Nel dettaglio, il nuovo canale, lungo circa 106 m e largo circa 3 m, si svilupperà fra la vasca di calma esistente ed una nuova vasca di calma e sedimentazione posta più a 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 con giunti rese impermeabili attraverso iniezioni di miscela cementizia, le quali fungeranno anche da "cassero" per il getto di completamento delle pareti del canale.

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 9.2 viene riportata la sezione corrente dell'opera in fase costruttiva, mentre in Figura 9.3 viene riportata la sezione corrente nella sistemazione finale.

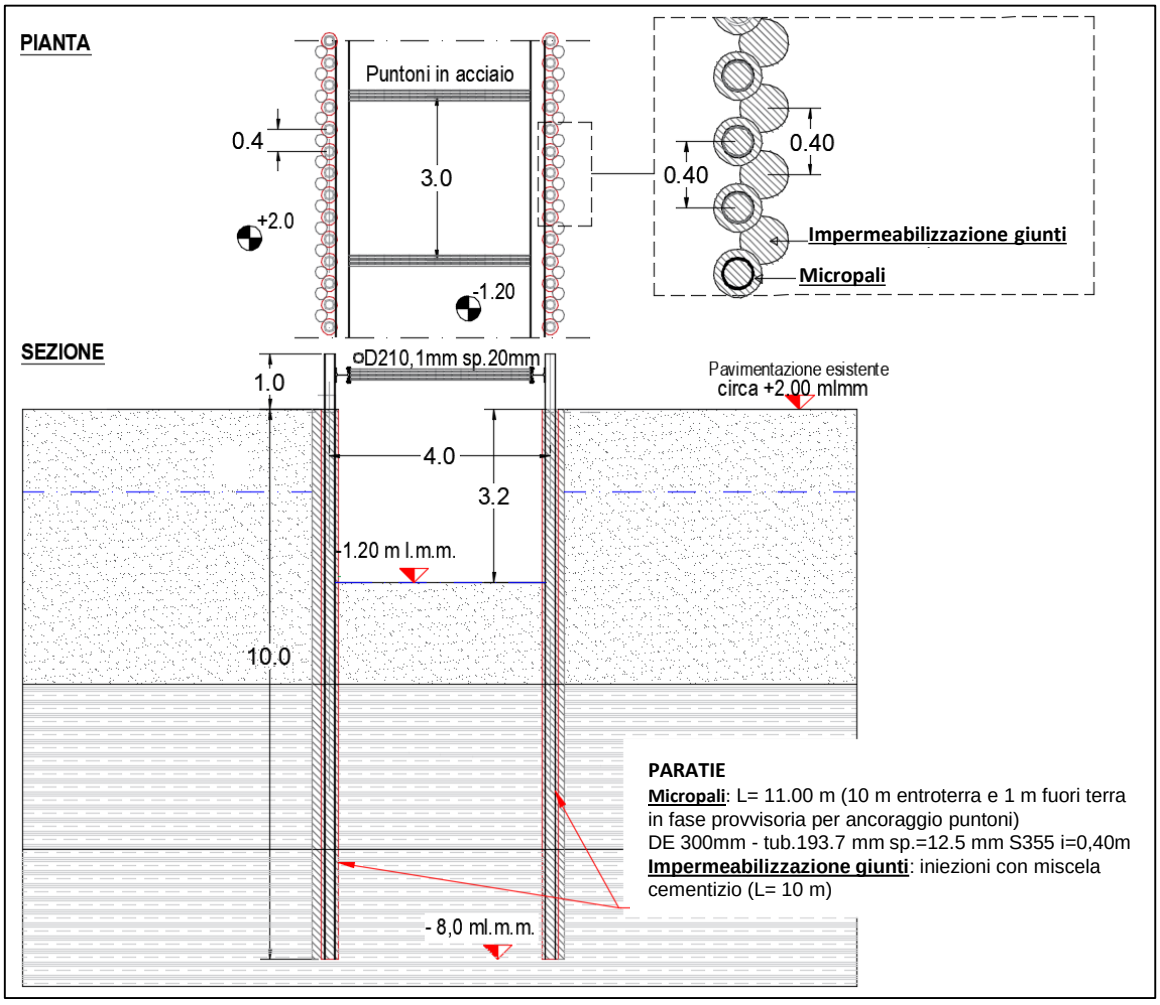


Figura 9.2 Sezione corrente dello scavo puntonato in fase costruttiva

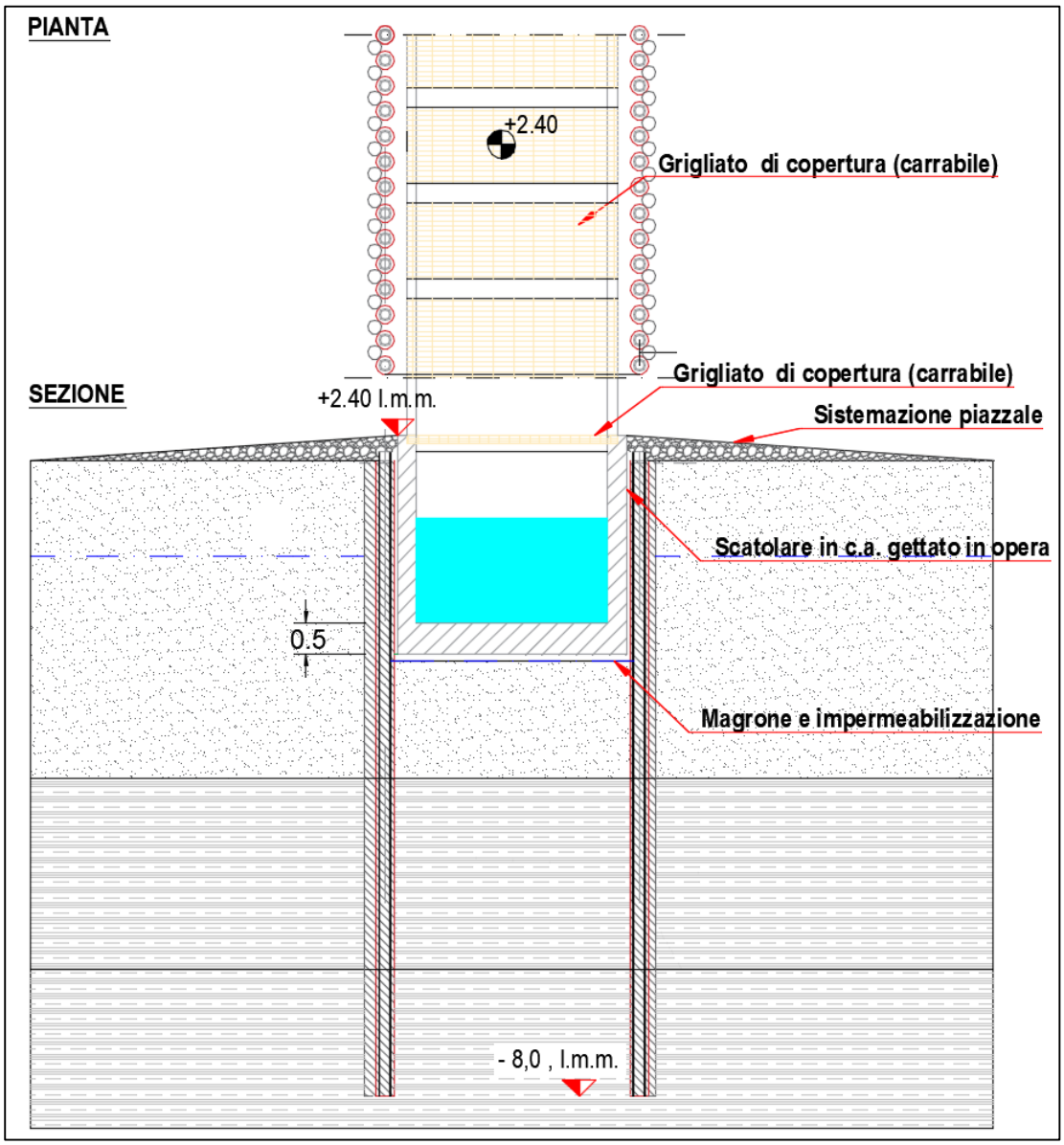


Figura 9.3 Sezione corrente definitiva

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).

9.2 Materiali

9.2.1 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.

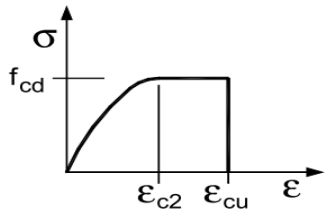


Figura 9.4 Diagramma tensione – deformazione del calcestruzzo

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

$$\varepsilon_{c2} = 0.20\%$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.35\%$$

9.2.2 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 9.5.

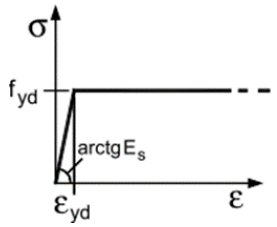


Figura 9.5 Diagramma tensione – deformazione dell'acciaio

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

9.2.3 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

9.2.4 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$\leq$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

10 METODO DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

10.1 Verifiche agli stati limite

Le verifiche relative agli stati limite sono state effettuate in ottemperanza alla normativa nazionale "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018, secondo i criteri qui di seguito riportati.

Nel capitolo 6 delle NTC 2018 sono indicate le verifiche da eseguire per le opere geotecniche. Le verifiche riguardano le prestazioni dell'opera sia per gli stati limite ultimi (SLU) che per gli stati limite di esercizio (SLE) per le condizioni statiche e dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e di danno (SLD) per le condizioni sismiche. I primi riguardano la sicurezza dell'opera, sia nella sua componente strutturale che nella parte geotecnica. I secondi riguardano la funzionalità dell'opera e delle strutture ad essa adiacenti in termini di spostamenti ammessi.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni 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 10-1 Coefficienti parziali sulle azioni caratteristiche (o sull'effetto delle azioni caratteristiche): γ_F (o γ_E).

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

Tabella 10-2 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 10-3 Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche per opere di materiali sciolti e fronti di scavo

Resistenza	Simbolo	R2
	γ_R	1,1

Tabella 10-4 Coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche dei pali di fondazione: γ_R

Resistenza	Simbolo	Pali Infissi	Pali Trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) Da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto

Tabella 10-5 Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali di fondazione in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1,7	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,7	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

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 10-6 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

10.2 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.

10.3 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 10.7 si riportano i valori dei coefficienti di combinazione adottati per il progetto in esame, determinati tenendo conto della categoria delle singole azioni.

Tabella 10.7 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 10.1).

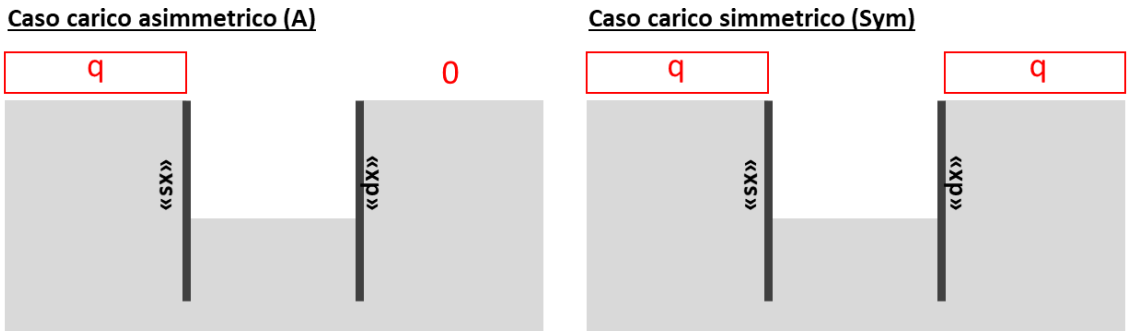


Figura 10.1 Sintesi schemi di carico asimmetrici "A" e simmetrici, "B"