

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Occidentale

OPERA

# PORTO DI PALERMO - ARENELLA COMPLETAMENTO MOLO FORANEO PORTO ARENELLA

CUP: I71J19000040005 (OPERA PNRR)  
CIG: 9073719DC8

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

**PROGETTO ESECUTIVO**

ELABORATO

## RELAZIONE GEOTECNICA

PROGETTAZIONE



Direzione tecnica:  
ING. ELIO CIRALLI

Coordinamento:  
ING. GIANCARLO INSERRA

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:  
ING. SALVATORE ACQUISTA

AREA TECNICA:  
ING. LEONARDO TALLO

ELABORATO <b>B.05</b>	SCALA --	NS. RIF. B05_v001-XXmag2022.docx	COMMESSA - NN. A4 2022ARE - 17	
DATA 20 maggio 2022	REVISIONE 01	REDATTORE GS	CONTROLLO GI	APPROVAZIONE EC

A TERMINI DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO, CON DIVIETO DI RIPRODURLO, ANCHE IN PARTE, O DI RENDERLO NOTO A TERZI SENZA LE NECESSARIE AUTORIZZAZIONI

## INDICE DEI CONTENUTI

<b>1</b>	<b>GENERALITÀ</b> .....	<b>4</b>
1.1	PREMESSA.....	4
1.1.1	<i>Il precedente livello progettuale e le approvazioni</i> .....	4
1.2	IL CORPO DOCUMENTALE.....	4
1.3	FINALITÀ DELL'ELABORATO .....	5
1.4	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	5
<b>2</b>	<b>UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO</b> .....	<b>8</b>
2.1	INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO .....	8
2.2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....	8
2.3	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO .....	8
2.3.1	<i>Riqualificazione del molo esistente</i> .....	9
2.3.2	<i>Prolungamento del molo di sopraflutto</i> .....	10
2.3.3	<i>Banchinamento</i> .....	11
<b>3</b>	<b>INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE</b> .....	<b>13</b>
3.1	PROGRAMMA D'INDAGINE E CRITERI .....	13
3.2	RISULTATI PERFORAZIONE DI SONDAGGIO .....	14
3.3	RISULTATI DELLE PROVE STP .....	14
3.4	INDAGINI GEOFISICHE .....	15
3.5	PROVE DI LABORATORIO.....	15
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE DEL SITO: MODELLO GEOTECNICO</b> .....	<b>16</b>
<b>5</b>	<b>ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE</b> .....	<b>17</b>
5.1	IL FENOMENO DELLA LIQUEFAZIONE DINAMICA .....	17
5.2	CONDIZIONI PER L'ESCLUSIONE DELLA VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE .....	18
<b>6</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE</b> .....	<b>22</b>
6.1	GENERALITÀ .....	22
6.1.1	<i>Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)</i> .....	24
6.1.2	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)</i> .....	26
6.2	CONDIZIONI DI CARICO.....	26
6.2.1	<i>Peso proprio</i> .....	26
6.2.2	<i>Spinta idrostatica</i> .....	26
6.2.3	<i>Sovraccarico accidentale</i> .....	26
6.2.4	<i>Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche</i> .....	26
6.3	COMBINAZIONE DI PROGETTO DEI CARICHI ELEMENTARI.....	27
<b>7</b>	<b>VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO</b> .....	<b>28</b>
1.1.1	<i>Descrizione terreno</i> .....	30
1.1.2	<i>Descrizione stratigrafia</i> .....	31
1.1.3	<i>Descrizione falda</i> .....	33
1.1.4	<i>Coefficienti di partecipazione</i> .....	33
1.1.5	<i>Parametri sismici</i> .....	34
1.1.6	<i>Caratteristiche delle superfici analizzate</i> .....	35
1.1.1	<i>Risultati</i> .....	38

## ELENCO DELLE FIGURE

FIGURA 1-1: SOVRAPPOSIZIONE PRP 1974 - PRP 2018 - STATO DI FATTO .....	5
--	---

FIGURA 2-1: MANTELLATA SINGLE-LAYER IN MASSI ARTIFICIALI TIPO ECOPODE™ (DX, PARTI EMERSE) E TIPO ACCROPODE™(SX, PARTI SOMMERSE).....	10
FIGURA 2-2: IL SISTEMA DI MANTELLATA CON ACCROPODE TM E ACCROBERM TM.....	11
FIGURA 3-1: LOCALIZZAZIONE DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI .....	13
FIGURA 5.1 – FUSI GRANULOMETRICI PER $U_c < 3.5$ .....	19
FIGURA 5.2 – FUSI GRANULOMETRICI PER $U_c > 3.5$ .....	19
FIGURA 7.1 - DISPOSIZIONE DEI CASSONI .....	29
FIGURA 7.2 - MODELLAZIONE DEL COMPLESSO TERRENO-STRUTTURA .....	31
FIGURA 7.3 - PUNTI DEGLI STRATI DEL COMPLESSO TERRENO-STRUTTURA .....	33
FIGURA 7.4 - SUPERFICI ANALIZZATE CON MINORE COEFFICIENTE DI SICUREZZA, CONDIZIONI STATICHE.....	39
FIGURA 7.5 - SUPERFICI ANALIZZATE CON MINORE COEFFICIENTE DI SICUREZZA, CONDIZIONI SISMICHE.....	40
FIGURA 7.6 - SUPERFICIE DI ROTTURA DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO, CONDIZIONI STATICHE .....	41
FIGURA 7.7 - SUPERFICIE DI ROTTURA DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO, CONDIZIONI SISMICHE .....	41

## ELENCO DELLE TABELLE

TABELLA 1: CORPO DOCUMENTALE DEL PROGETTO .....	7
TABELLA 4.1 – PARAMETRI GEOTECNICI DESUNTI DALLE PROVE DI LABORATORIO .....	16
TABELLA 6.1 – COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE (FONTE: D.M. 14.01.2008, "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI") .....	24
TABELLA 6.2 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU (FONTE: D.M. 14.01.2008 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI") .....	25
TABELLA 6.3 – COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO NELLE VERIFICHE SLU (FONTE: D.M. 14.01.2008 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI") .....	25
TABELLA 6.4 – COEFFICIENTI PARZIALI PER LE VERIFICHE DI SICUREZZA DI OPERE DI MATERIALI SCIOLTI E DI FRONTI DI SCAVO NELLE VERIFICHE SLU (FONTE: D.M. 14.01.2008, "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI") .....	25
TABELLA 6.5 –QUADRO RIEPILOGATIVO DELLE VERIFICHE ALLO SLU.....	25
TABELLA 6.6 – FATTORI DI COMBINAZIONE STABILITÀ GLOBALE COMPLESSO TERRENO-STRUTTURA, VERIFICHE ALLO SLU .....	27
TABELLA 7.1 – PARAMETRI GEOTECNICI DEL COMPLESSO TERRENO-STRUTTURA .....	30
TABELLA 7.2 – COORDINATE DEGLI STRATI (1/2) .....	32
TABELLA 7.3 – COORDINATE DEGLI STRATI (2/2) .....	33
TABELLA 7.4 - COORDINATE FALDA .....	33
TABELLA 7.5 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE CONDIZIONI STATICHE (RIF. TAB.6.2.I D.M 17/01/2018) .....	34
TABELLA 7.6 - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO NELLE CONDIZIONI STATICHE (RIF. TAB.6.2.II D.M 17/01/2018).....	34
TABELLA 7.7 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE CONDIZIONI SISMICHE .....	34
TABELLA 7.8 - COEFFICIENTI PARZIALI PER I PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO NELLE CONDIZIONI SISMICHE .....	34
TABELLA 7.9 - CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICI ANALIZZATE, CONDIZIONI STATICHE (1/3) .....	35
TABELLA 7.10 - CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICI ANALIZZATE, CONDIZIONI STATICHE (2/3) .....	36
TABELLA 7.11 - CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICI ANALIZZATE, CONDIZIONI STATICHE (3/3) .....	37
TABELLA 7.12 - CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICI ANALIZZATE, CONDIZIONI SISMICHE (1/2) .....	37
TABELLA 7.13 - CARATTERISTICHE DELLE SUPERFICI ANALIZZATE, CONDIZIONI SISMICHE (2/2) .....	38

# 1 Generalità

L'Autorità di Sistema Portuale del Mare di Sicilia Occidentale, nell'ottica del completamento e della funzionalizzazione della propria offerta portuale, per il Porto dell'Arenella vuole eseguire la definizione dell'opera di sopraflutto secondo la configurazione prevista dal Piano Regolatore Portuale oggi vigente.

La redazione del presente progetto esecutivo è stata affidata alla società di ingegneria Progetti e Opere S.r.l., il cui un direttore tecnico è l'Ing. Elio Ciralli. Quest'ultimo si era già occupato della redazione del precedente livello progettuale (livello definitivo), completamente approvato in ossequio alla normativa dell'epoca.

## 1.1 Premessa

Il progetto esecutivo, finalità dell'incarico professionale ricevuto, viene redatto sulla scorta dei precedenti livelli di progettazione approvati, compresa la procedura di valutazione ambientale.

### 1.1.1 Il precedente livello progettuale e le approvazioni

Il progetto definitivo dei lavori di completamento del molo foraneo del Porto dell'Arenella è stato redatto secondo la configurazione del precedente Piano Regolatore Portuale approvato dal Consiglio Superiore dei LL.PP. con voto n.529 del 11.09.1974.

Il progetto è stato approvato dal Comitato Tecnico Amministrativo del Provveditorato Interregionale OO.PP. Sicilia-Calabria ed ha già completato una procedura di verifica di assoggettabilità alla VIA per la quale è stata rilasciata la Determina di non assoggettabilità a VIA con D.G.V.A. del MATTM prot. n. DVA-2010-0024939 del 19/10/2010.

Nelle more del reperimento del finanziamento necessario all'esecuzione dei lavori, fu portata a termine la redazione del nuovo Piano Regolatore Portuale di Palermo che ricomprendeva il Porto dell'Arenella.

Il nuovo Piano Regolatore Portuale eseguì la prevista procedura di Valutazione Ambientale Strategica regionale, per la quale fu emesso apposito D.A. 107/GAB del 29/03/2018 con parere motivato alla procedura integrata V.A.S. - V.Inc.A. "Porto di Palermo - Piano Regolatore Portuale" ai sensi dell'art. 16 del D.Lgs. 152/06 e ss.mm.ii., condizionato al rispetto delle prescrizioni ed osservazioni, oltre alle misure di mitigazione già previste nel PRP e fatte proprie nel parere n. 73/2018 della C.T.S. regionale.

Al suddetto Decreto seguì l'approvazione *ope legis* del PRP (art. 5, comma 3, Legge 84/94), sancita con il D.D.G. ARTA RS n. 100 del 30/07/2018 in conformità al parere del Consiglio Regionale dell'Urbanistica espresso con il voto n. 93 del 04 luglio 2018.

Il nuovo PRP oltre a inserire il Porto dell'Arenella nell'ambito portuale e a definire la destinazione funzionale, ha disegnato le opere foranee in modo leggermente diverso dal precedente PRP (Cfr. Figura 1-1). Questa leggera variazione, come dimostrato negli studi tecnici di supporto al PRP, migliora la protezione del bacino portuale anche al fine di ridurre l'agitazione residua sotto mareggiata, in modo maggiormente compatibile con la sancita funzione di porto turistico e da diporto.

## 1.2 Il corpo documentale

Il corpo documentale che costituisce il presente livello di progettazione è quello riportato nella seguente Tabella 1. Si raccomanda di attenersi sempre alla versione più recente degli elaborati che, se esistenti, superano le precedenti versioni.

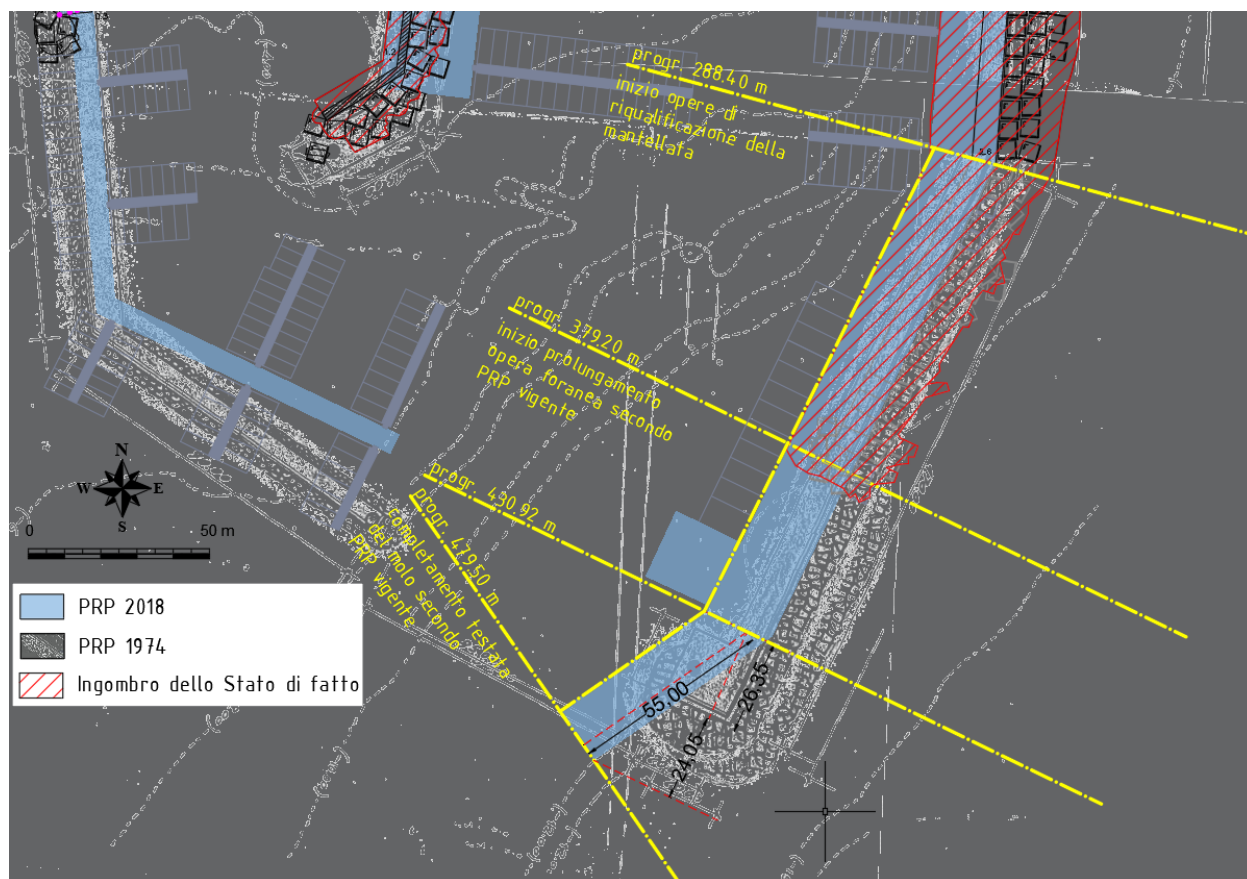


Figura 1-1: Sovrapposizione PRP 1974 - PRP 2018 - Stato di fatto

### 1.3 Finalità dell'elaborato

La redazione del progetto sopracitato prevede la stesura degli studi specialistici a supporto dello stesso, tra i quali si inserisce il presente "Studio Geotecnico", redatto ai sensi del § 6.2 del D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

Il presente documento richiama lo Studio Geologico redatto dal geologo dott. Paolo Nania, evidenziando le informazioni geologiche rilevanti ai fini della progettazione, e facendo anche riferimento alle indagini effettuate.

Inoltre sono stati analizzati i temi connessi alla caratterizzazione meccanica dei terreni sui quali saranno realizzate le strutture oggetto della presente progettazione definitiva..

### 1.4 Riferimenti normativi

Il presente progetto è stato redatto ai sensi del D.Lgs. 50/2016 e del regolamento ancora oggi vigente (D.P.R. 207/2010 e ss.mm.ii.).

Per la redazione della presente relazione, si è fatto riferimento alle seguenti norme:

- D.M. Ministero Infrastrutture del 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 Gennaio 2019 n. 7 – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.01.2018
- Legge 05/11/1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica
- Circolare 02/02/2009, n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

- Linee Guida Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP.
- “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime” – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI)
- Eurocodice 2 - Progettazione strutture in calcestruzzo
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture
- Norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004
- UNI EN 10025
- Coastal Engineering Manual (CEM) edito dallo US Army Corps of Engineers (USACE)

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



ELENCO DEGLI ELABORATI DI PROGETTO	
codice	titolo elaborato
EE.00	Elenco elaborati
	<b>A - ELABORATI GENERALI</b>
A.01	Relazione generale
	<b>B - RELAZIONI SPECIALISTICHE</b>
B.01	Relazione idraulica marittima
B.01.01	Relazione idraulica marittima: allegati
B.02	Relazione dell'agitazione residua e dell'agibilità portuale
B.02.01	Relazione dell'agitazione residua e dell'agibilità portuale: allegati
B.03	Relazione sulla dinamica della costa
B.04	Relazione sismica
B.05	Relazione geotecnica
B.06	Relazione sul dimensionamento e la stabilità idraulica
B.07.01	Relazione di calcolo delle strutture
B.07.01	Relazione di calcolo delle strutture: allegati
B.08	Relazione paesaggistica
	<b>Studio Geologico (a cura del dott. Paolo Nania)</b>
B.09 - 1	Relazione geologica
B.09 - 1.1	Geolocalizzazione indagini geognostiche e sismiche
B.09 - 2	Indagini sismiche MASW
B.09 - 3	Indagini sismiche HVSR
B.09 - 4	Elaborazione geotecnica dei test penetrometrici (Spt) eseguiti in foro
B.09 - 5	Raccolta dati stratigrafici e laboratorio geotecnico
B.09 - 5.1	Analisi e prove di laboratorio geotecnico (a cura di CON.GEO Srl)
B.09 - 6	Tavole cartografiche
	<b>RILIEVI TOPOGRAFICI, BATIMETRICI E BIOENOTICI (A CURA DI ARENA SUB SRL)</b>
R.01	Relazione illustrativa dei rilievi batimetrici e bioenotici
R.01.01	Allegato: Processing Report
R.01.02	Allegato: Video subacquei dei transetti (da trasmettere su richiesta)
T.1	Ortofoto e profili di sezioni
T.2	Ortofoto e Piano Quotato
T.3a	Carta morfologico-batimetrica (isobate)
T.3b	Carta morfologico-batimetrica (rilievo ombreggiato color coded)
T.3c	Carta morfologico-batimetrica (rilievo ombreggiato grey-scale)
T.4a	Carta morfologico-batimetrica (isobate) - Spiaggia Vergine Maria
T.4b	Carta morfologico-batimetrica (shaded relief) - Spiaggia Vergine Maria
T.5	Carta dei tipi di fondo (color coded seabed features)
T.6	Carta del mosaico acustico Side Scan Sonar
	<b>RELAZIONE ARCHEOLOGICA PREVENTIVA (A CURA DOTT. ARCHEOL. F. FAZIO - ARENA SUB SRL)</b>
VIARCH.01	Relazione archeologica preventiva a seguito dei rilievi
VIARCH.01.01	Relazione archeologica preventiva: Carta del potenziale archeologico
	<b>C - ELABORATI GRAFICI</b>
	<b>C.SF - STATO DI FATTO</b>
C.SF.01.01	Carta nautica - Cartografia IGM - Carta Tecnica Regionale - Ortofoto
C.SF.01.02	Stralcio PRG - Stralci PRP - Stato di completamento
C.SF.01.03	Carta dei vincoli paesaggistici e territoriali
C.SF.02.01	Planimetria e sezioni dello stato di fatto
C.SF.02.02	Inventario visuale
	<b>C.OP - STATO DI PROGETTO</b>
C.OP.01	Planimetria sinottica delle opere in progetto
C.OP.02	Planimetria di dettaglio
C.OP.03	Raffronto SDF - PRP vigente - Opere in progetto
C.OP.04	Piano di tracciamento delle opere
C.OP.05	Sezioni tipo di progetto
C.OP.06	Quaderno delle sezioni di computo
C.OP.07	Particolari costruttivi e arredo portuale
C.OP.08.01	Cassoni cellulari: piante e sezioni
C.OP.08.02	Cassoni cellulari: carpenterie
C.OP.09	Modalità esecutive e fasi costruttive
C.OP.10	Siti di cava e deposito
	<b>D - ELABORATI DEGLI IMPIANTI</b>
D.IE.01	Impianti Elettrici e Illuminotecnici: Relazione descrittiva e di calcolo
D.IE.02	Impianti Elettrici e Illuminotecnici: Schema di installazione
D.IS.01	Impianti Idrici: Relazione descrittiva e di calcolo
D.IS.02	Impianti Idrici: Schema di installazione
	<b>E - PIANO DI MANUTENZIONE DELL'OPERA E DELLE SUE PARTI</b>
E.01	Manuale d'uso
E.02	Manuale di manutenzione
E.03	Programma di manutenzione
	<b>F - PIANO DI SICUREZZA E COORDINAMENTO E INCIDENZA DELLA MANODOPERA</b>
F.01	Piano di sicurezza e coordinamento
F.02	Planimetria delle aree di cantiere
	<b>G - ELABORATI ECONOMICI ED AMMINISTRATIVI</b>
G.01	Elenco dei prezzi unitari
G.02	Analisi dei prezzi
G.03	Quadro incidenza della manodopera
G.04	Computo metrico estimativo
G.05	Quadro economico
G.06	Cronoprogramma
G.07	Capitolato speciale d'appalto
G.08	Schema di contratto di appalto
SPA	STUDIO PRELIMINARE AMBIENTALE
VINCA	SCREENING DI INCIDENZA AMBIENTALE

Tabella 1: Corpo documentale del progetto

RELAZIONE GEOTECNICA

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



## 2 UBICAZIONE E CARATTERISTICHE GENERALI DELL'INTERVENTO

### 2.1 Inquadramento geomorfologico

Come si evince dalla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Paolo Nania, la morfologia dell'area in oggetto è in stretta relazione con la natura dei terreni affioranti e con le vicissitudini tettoniche che, nel tempo, hanno interessato l'intera zona.

Il sito in esame ricade nel Bacino idrografico del Fiume Oreto (039) approvato con D.P.R.S. n. 91 del 27/03/2007 e pubblicato in G.U.R.S. n° n.26 del 08/06/2007.

Come evidenziato nelle cartografie P.A.I., il sito in progetto non rientra in aree classificate a rischio di dissesto idrogeologico elevato (R3) o molto elevato (R4) sia esso da frana che da inondazione.

### 2.2 Inquadramento geologico

Lo studio geologico redatto dal Dott. Paolo Nania ha consentito di definire il modello sismostratigrafico dell'area antistante alla foranea dell'Arenella.

Il modello individuato tramite l'analisi dei carotaggi effettuati a mare e delle indagini sismiche eseguite nelle aree antistanti alle opere da realizzare, può essere semplificato a tre Unità Litotecniche:

- La più superficiale: costituita dalle sabbie e sabbie di deriva e di accumulo litorali, sciolte, di spessore variabile da 3,0 a 4,50 m circa;
- Formazione geotecnica di riferimento: calcareniti variamente cementate alternate a livelli sabbiosi parzialmente cementati, riconducibili alle Unità Pleistoceniche e di spessore variabile lateralmente ma mediamente circa 20-25m, mediamente rigide;
- Bedrock sismico: costituito dai calcari massivi di piattaforma, molto rigidi.

### 2.3 Descrizione delle opere in progetto

Il progetto in questione riguarda il completamento del molo di sopraflutto del Porto dell'Arenella di Palermo, secondo la configurazione adottata nel Piano Regolatore Portuale dei Porti di Palermo, approvato con D.A. n. 100 del 30/07/2018.

La configurazione planimetrica dell'opera si discosta di poco da quella del precedente PRP del 1974, rimanendo il bacino portuale protetto sostanzialmente identico nella forma e nella dimensione.

L'intervento di completamento dell'opera foranea opera è stato concepito in stretta analogia geometrica con quanto già realizzato, ma con alcuni importanti miglioramenti in termini tecnologici e di sostenibilità ambientale. Tra questi ultimi si annovera la scelta di impiegare una mantellata del tipo "single-layer", realizzata con massi artificiali in cls che favoriscono la sensibile riduzione dell'occorrenza di materiale di cava, soprattutto connessa ai massi di grandi dimensioni, e di riduzione dell'impronta di CO<sub>2</sub> connessa ai trasporti terrestri.

I dati metrici relativi al progetto di completamento del molo di sopraflutto sono:

- Riqualficazione del molo esistente dalla progressiva 438,0 m alla progressiva 532,9 m per complessivi 94,9 m, con potenziamento della mantellata, adeguamento del massiccio e realizzazione del muro paraonde.
- Prolungamento del molo esistente dalla progressiva 532,9 m alla progressiva 642,6 per complessivi 109,7 m, dei quali:



- dalla progressiva 532,9 m alla progressiva 582,6 per complessivi 49,7 m con andamento 25°18'23" rispetto al Nord, con massiccio e muro paraonde, banchinato con cassoncini cellulari antiriflettenti, con in testa uno sporgente da 17x20 m
- dalla progressiva 582,6 m alla progressiva 642,6 m, per complessivi 60 m con andamento 55°17'39" rispetto al Nord, con massiccio e muro paraonde, non banchinato
- realizzazione del riccio di testata.

Il prolungamento complessivo del molo di sopraflutto compreso il riccio di testata alla quota dello 0 m slmm sarà di 126.90 m c.ca.

### 2.3.1 Riqualficazione del molo esistente

Il terzo segmento del molo di sopraflutto esistente da prolungare presenta una mantellata in massi cubici con berma a quota +2,5 m circa con diversi elementi dislocati che provocano l'esposizione del sottostrato all'azione diretta del moto ondoso. Il Genio Civile OO.MM. (oggi Provveditorato alle OO.PP.) nel recente passato condotto un consistente intervento per il rifiorimento della mantellata del secondo braccio del molo utilizzando massi della stessa tipologia. Ulteriori interventi di rifiorimento sono stati condotti, sebbene a tratti e con elementi di dimensioni inferiori, in prossimità della testata ad opera dei concessionari.

L'intervento che viene proposto intende ripristinare la sezione dell'opera foranea e nel contempo riqualficare quest'ultima porzione dell'opera utilizzando degli elementi che presentano un migliore inserimento paesaggistico ed un più alto livello di sostenibilità ambientale, in linea con le attuali tendenze di protezione ambientale quali per esempio quelle contenute nel "Piano Strategico di Sviluppo della Portualità Turistica in Sicilia", emanato con DA n. 69 del 26/05/2006.

Il progetto prevede la ricostituzione dell'integrità della sagoma di sezione dell'opera ai fini di migliorare le sue performance statiche ed idrauliche, utilizzando una mantellata di tipo "single layer" di massi artificiali esapodi in calcestruzzo non armato, progettati per resistere all'azione delle onde sui frangiflutti e sulle strutture costiere, i quali consentono una maggiore economia ambientale per la riduzione di materiale occorrente a parità di caratteristica di stabilità, grazie alla migliore interconnessione tra gli stessi.

Per la porzione immersa della mantellata si utilizzeranno massi tipo "Accropode II™", mentre per le parti emerse saranno utilizzati massi tipo "Ecopode™", morfologicamente e idraulicamente compatibili coi primi, i quali presentano un aspetto simile alla pietra naturale (*natural like*), ottenuto grazie alla all'utilizzo di apposite casseforme, ed eventualmente con la pigmentazione del conglomerato cementizio, il tutto al fine di garantire un migliore inserimento paesaggistico.

Il piede della mantellata sarà realizzato con elementi tipo ACCROBERM™, i quali offrono non pochi vantaggi in termini di semplificazione costruttiva, stabilità perdurante del costruito e sostenibilità ambientale.

Costruttivamente si prevede di salpare i massi cubici affioranti ove occorrente, intasare e regolarizzare la superficie con massi di prima categoria e pietrame fino a quota 2,15 m e pendenza scarpata lato mare 4/3. Il nucleo sarà protetto da uno stato filtro di scogli di seconda categoria per uno spessore di 1,7 m.



Figura 2-1: Mantellata single-layer in massi artificiali tipo Ecopode™ (dx, parti emerse) e tipo Accropode™ (sx, parti sommerse)

La mantellata in massi artificiali tipo Ecopode™ (per le parti emerse) e tipo Accropode™ (per le parti sommerse) che formerà lato mare una berma emersa di larghezza 10 m a quota + 6,0 m rispetto il l.m.m..

È prevista inoltre la regolarizzazione della superficie del massiccio di coronamento, che ha subito dei fenomeni di cedimento, con calcestruzzo alleggerito e quindi è prevista la realizzazione del muro paraonde fino ad una quota di 6,1 m sul l.m.m, quota del preesistente muro, la cui sagoma verrà mantenuta per omogeneità costruttiva e formale, verificata dalle analisi di funzionalità dell'opera in presenza del fenomeno di overtopping. Per il migliore inserimento paesaggistico è previsto che la cresta del muro paraonde sia alla quota della berma della mantellata.

### 2.3.2 Prolungamento del molo di sopraflutto

Il progetto prevede il completamento dell'opera di sopraflutto in coerenza planimetrica con quanto previsto nel PRP approvato nel 2018.

La realizzazione del molo concorrerà quindi ad una maggiore protezione dell'intero bacino portuale nel rispetto delle previsioni del vigente Piano Regolatore del Porto dell'Arenella (cfr. elaborato C.SF.01.02), in attesa del completamento del sistema di difesa con la futura realizzazione del molo di sottoflutto.

Il molo esistente sarà prolungato dalla progressiva 532,9 m alla progressiva 642,6 per complessivi 109,7 m, dei quali:

- dalla progressiva 532,9 m alla progressiva 582,6 per complessivi 49,7 m con andamento 25°18'23" rispetto al Nord, con massiccio e muro paraonde, banchinato con cassoncini cellulari antiriflettenti, con in testa uno sporgente da 17x20 m
- dalla progressiva 582,6 m alla progressiva 642,6 m, per complessivi 60 m con andamento 55°17'39" rispetto al Nord, con massiccio e muro paraonde, non banchinato
- realizzazione del riccio di testata.

Il prolungamento complessivo del molo di sopraflutto compreso il riccio di testata alla quota dello 0 m slmm sarà di 126.90 m c.ca.

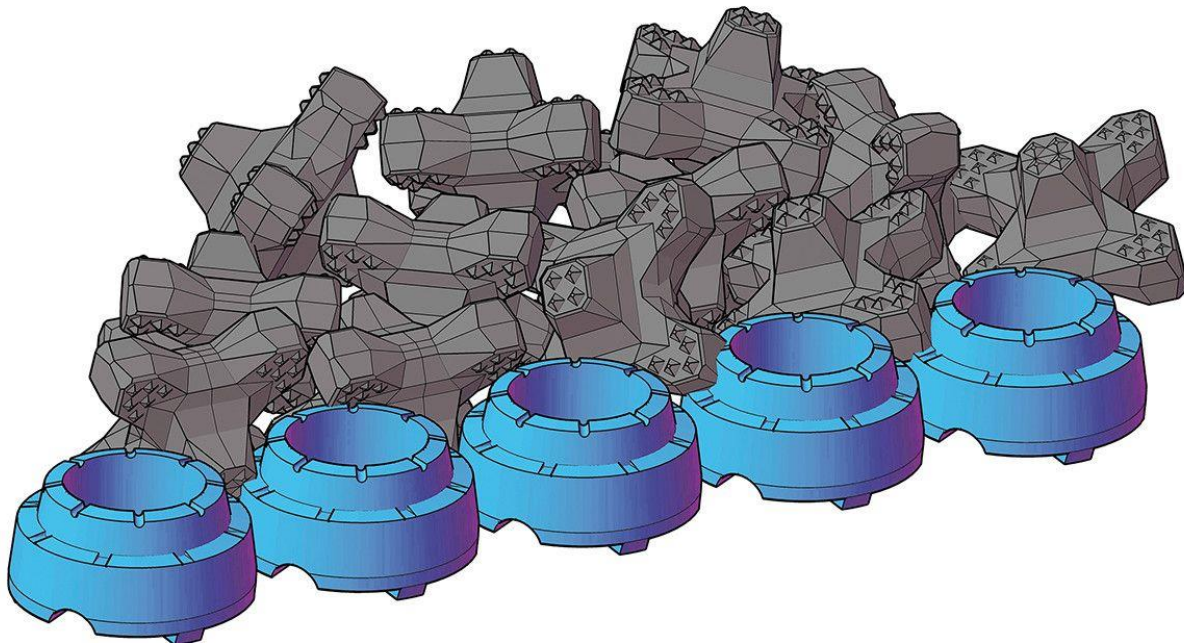


Figura 2-2: Il sistema di mantellata con Accropode TM e Accroberm TM

La sezione tipica (cfr. Tav. C.OP.04) è geometricamente analoga a quella del segmento di diga preesistente da riqualificare, imbasata mediamente ad una profondità di circa -13 m rispetto al livello medio mare, e sarà realizzata da:

- nucleo in scogli di 1<sup>a</sup> categoria e pietrame fino a quota +1.64 m slmm (+1.20 slmm per il riccio) e pendenza scarpata lato mare 4/3;
- strato filtro di scogli di seconda categoria con spessore di 1.90 m (2.1 per il riccio);
- mantellata di tipo "single layer" in massi artificiali tipo Accropode™ (per le parti sommerse) e tipo Ecopode™ (per le parti emerse) che formerà lato mare una berma emersa di larghezza 10 m e quota + 6,0 m rispetto il l.m.m.

I due tipi di massi sono perfettamente compatibili sotto il punto di vista morfologico e della stabilità idraulica.

Il piede della mantellata sarà realizzato con elementi tipo Accroberm™, i quali offrono non pochi vantaggi in termini di semplificazione costruttiva, stabilità perdurante del costruito e sostenibilità ambientale.

Al di sopra del nucleo, con estradosso a quota +3,00 m, è previsto un massiccio di sovraccarico in calcestruzzo di larghezza 9,80 nel primo tratto e 8,15 m nel secondo, con muro paraonde a quota +6,1 sul l.m.m.

### 2.3.3 Banchinamento

Il banchinamento, ove previsto, sarà realizzato con cassoncini cellulari antiriflettenti in cemento armato di dimensione 5,00 x 6,00 x 6,60m posizionati su di un letto di pietrame opportunamente intasato e spianato.

Si prevede l'utilizzo di cassoni con celle antiriflettenti che abbiano le pareti esterne che costituiscono il filo banchina forate per l'abbattimento del coefficiente di riflessione delle onde. Le celle interne del cassone saranno riempite con uno strato di sabbia coperto da scogli.

I cassoni verranno prefabbricati con calcestruzzo armato con le specifiche tecniche previste nel progetto strutturale degli stessi.

Sul cassone, dalla quota +0,5 m slmm, sarà realizzata una sovrastruttura in cemento armato fino alla quota di calpestio prevista di +1,4 m slmm.

In tale sovrastruttura si prevede la realizzazione di un cunicolo di servizio, le linee di drenaggio delle acque meteoriche, nonché l'arredo finale con gli ausili all'ormeggio, e la normale dotazione impiantistica (idrico-sanitaria, elettrica, illuminotecnica e segnali).

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



## 3 INDAGINI E PROVE GEOTECNICHE

### 3.1 Programma d'indagine e criteri

Secondo quanto riportato nel Piano delle Indagini, redatto dalla scrivente nel giugno 2018 ai sensi del Cap. 6 del D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni), i terreni in questione sono stati interessati dalle seguenti indagini in situ ed in laboratorio:

#### Prove in situ:

- N.2 sondaggi meccanici a carotaggio continuo, per l'individuazione dei profili stratigrafici e dei litotipi;
- N.8 prove penetrometriche dinamiche discontinue S.P.T. (Standard Penetration Test) eseguite all'interno dei fori di sondaggio, per valutare i parametri meccanici, geotecnici e caratterizzazione sismica attraverso la stima di  $N_{SPT}$ ;

#### Prove in laboratorio:

- N.4 prove di taglio diretto su campioni previa valutazione delle caratteristiche fisiche, come peso dell'unità di volume, peso dei grani, contenuto d'acqua, con valutazione dei parametri della resistenza a taglio.

La sopra citata campagna di indagini ha consentito di ottenere una adeguata valutazione dei parametri meccanici di progetto.



Figura 3-1: Localizzazione dei sondaggi geognostici

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale  
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



La dislocazione delle indagini in situ è stata realizzata nella logica di ottenere il profilo longitudinale stratigrafico lungo l'asse di sviluppo del prolungamento del molo foraneo di sopraflutto.

Le indagini in situ sono state svolte dalla società Si.Ar. in data 15 e 16 Novembre 2018, mentre le prove di laboratorio sono state realizzate presso il laboratorio CON.GEO Srl, con sede a Palermo in Via Cirrincione 63.

In Fig. 2.1 i sondaggi sono indicati con la sigla S seguita dal numero che individua il sondaggio.

### 3.2 Risultati perforazione di sondaggio

Le colonne stratigrafiche dei suddetti sondaggi sono riportate nell'elaborato B.09-5 Raccolta dati stratigrafici e laboratorio geotecnico, redatta a cura del dott. geol. P. Nania, cui si rimanda.

### 3.3 Risultati delle prove STP

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle prove SPT eseguite.

SPT FORO S1		SPT FORO S2	
Profondita'	n° Colpi	Profondita'	n° Colpi
1) Profondità 4,50 m Su sabbie da fini a grossolane	2-4-4	1) Profondità 3,00 m Su calcareniti a tratti litoidi e a tratti cementate	Rifiuto
2) Profondità 6,00 m su calcareniti scarsamente cementate	7-9-13	2) Profondità 17,00 m su calcareniti, calciruditi,biocalcareniti ben cementate	29-31-39
3) Profondità 9,00 m su calcareniti mediamente cementate	15-19-25	3) Profondità 19,00 m su calcareniti, calciruditi,biocalcareniti ben cementate	35-30-30
4) Profondita' 13,00 m su calcareniti cementate	40 - Rifiuto		
5) Profondita' 26,00 m su calcari massivi ben cementati	Rifiuto		

### 3.4 Indagini geofisiche

Le indagini geofisiche sono consistite in:

- 5 prove sismiche del tipo MASW passiva o HVSR per la definizione dello spettro di risonanza e delle Velocità equivalenti (m/s) per la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione secondo le NTC 2018.
- 1 prova sismica MASW ATTIVA Di seguito sono tabulate le quantità, le denominazioni e le configurazioni geometriche

### 3.5 Prove di laboratorio

Nel mese di dicembre dell'anno 2018 sono stati analizzati complessivamente n.4 campioni indisturbati contenuti in sacchetti ermeticamente sigillati.

Su questi campioni sono state effettuate le seguenti analisi e le prove di laboratorio necessarie per definire sia i parametri fisici che meccanici:

- descrizione macroscopica del campione;
- contenuto d'acqua naturale per essiccamento in stufa;
- peso dell'unità di volume mediante fustella tarata di diametro pari a 38 mm;
- peso specifico dei grani;
- limiti di consistenza (di liquidità e plasticità) sul passante allo staccio 40 della serie ASTM ( $\phi=0.42$  mm);
- composizione granulometrica mediante stacciatura per via umida del materiale trattenuto allo staccio n° 200 della serie ASTM ( $\phi=0,075$  mm); per il passante è stata eseguita la determinazione tramite il metodo del densimetro;
- prova di taglio diretto del tipo consolidata drenata (CD);

## 4 Caratterizzazione del sito: modello geotecnico

Per quanto concerne i risultati delle indagini di caratterizzazione effettuate è possibile desumere che i fondali siano costituiti da sabbie limose e limi sabbiosi, di colore grigio-verdastro, a grana fine, poco addensati, compressibili.

La componente limosa aumenta con la profondità.

Ai fini della caratterizzazione geologica e geotecnica dei fondali si è proceduto con l'analisi dei risultati delle prove di laboratorio.

Si riportano i dati desunti dalle analisi di laboratorio condotte sui campioni prelevati dai fondali.

CAMPIONE		S1 C1	S1 C3	S2 C2	S2 C4
PROFONDITÀ		17,80	23,00	24,00	34,00
$\gamma$	[KN/m <sup>3</sup> ]	16,90	17,72	19,62	21,37
$\gamma_s$	[KN/m <sup>3</sup> ]	26,35	26,59	26,64	26,66
$\gamma_d$	[KN/m <sup>3</sup> ]	11,42	14,12	16,76	18,95
$\gamma_{sat}$	[KN/m <sup>3</sup> ]	17,12	18,83	20,49	21,86
$\gamma'$	[KN/m <sup>3</sup> ]	7,06	18,83	20,49	21,86
w	[%]	48,00	25,48	17,04	12,73
n	[%]	56,67	46,88	37,10	28,91
e		1,31	0,88	0,59	0,41
Sr	[%]	98,60	78,26	78,50	85,06
FC	[%]	33,48	39,16	77,87	72,39
c'	[KN/m <sup>2</sup> ]	1,19	5,21	2,12	5,54
$\varphi'$	[°]	40,25	41,40	38,24	36,15

Tabella 4.1 – Parametri geotecnici desunti dalle prove di laboratorio

In Tabella 7.1 sono stati indicati con:

- $\gamma$ : peso unità di volume del campione;
- $\gamma_s$ : peso unità di volume della fase solida;
- $\gamma_d$ : peso unità di volume della fase asciutta;
- S: grado di saturazione;
- n: porosità.

I dati sono stati, inoltre, elaborati, determinando i seguenti ulteriori parametri:

- $\gamma_{sat}$ : peso unità di volume del terreno saturo;
- $\gamma'$ : peso unità di volume immerso;
- e: indice dei vuoti.



## 5 ANALISI DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

### 5.1 Il fenomeno della liquefazione dinamica

La liquefazione è un fenomeno per il quale la rigidità e la resistenza di un terreno si annullano, consentendo alle singole particelle che lo costituiscono di muoversi liberamente.

Esso riguarda terreni sabbiosi e limosi con plasticità non elevata e si verifica quando la struttura della sabbia sciolta e satura collassa a causa di un carico applicato rapidamente, con l'instaurarsi di una condizione di tipo non drenata che non consente la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali; queste ultime, eguagliando lo stato tensionale totale, provocano l'annullamento dello stato tensionale efficace.

Il terreno si comporterà, pertanto, come un liquido, ossia non resistente a sforzi di taglio. Si distinguono due differenti tipologie di liquefazione:

- *liquefazione statica*, dovuta a fenomeni di filtrazione diretti verso l'alto, in presenza di un gradiente idraulico maggiore del valore critico;
- *liquefazione dinamica*, dovuta ai carichi dinamici che determinano un rapido incremento ed accumulo delle pressioni interstiziali nei terreni granulari saturi.

Nel caso di *liquefazione dinamica*, in condizioni di *near field* (in prossimità di ambiente costruito), lo stato tensionale che agisce su un elemento di volume è caratterizzato da tensioni normali efficaci ( $\sigma'_{v0}$ ,  $\sigma'_{h0}$ ) e tensioni tangenziali ( $T_{stat}$ ).

La resistenza al taglio disponibile dipende dalle tensioni efficaci normali e controbilancia, in parte, la tensione tangenziale mobilitata. Essa è definita dall'espressione:

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \tan(\varphi)$$

in cui:

- $\tau$  = resistenza a taglio del terreno;
- $\varphi$  = angolo di attrito interno;
- $\sigma$  = tensione normale al piano di rottura;
- $u$  = pressione dell'acqua interstiziale.

In caso di terremoto che induce nel terreno sollecitazioni cicliche dovute alle onde di taglio può verificarsi un repentino incremento delle pressioni interstiziali ( $u$ ) sino ad un valore prossimo alla tensione normale ( $\sigma$ ).

Col progredire della forzante sismica la resistenza a taglio ( $\tau$ ) tende a zero ed il terreno raggiunge le condizioni di liquefazione dinamica, comportandosi come un fluido viscoso e con deformazioni sempre maggiori.

Al termine dell'evento sismico si possono verificare due possibili scenari, a seconda che la resistenza al taglio non drenata residua del terreno sia maggiore o minore delle tensioni tangenziali statiche; se persiste la condizione non drenata e le tensioni tangenziali non sono più controbilanciate si hanno possibili rotazioni e perdita della capacità portante mentre, qualora il terreno ritorni rapidamente a condizioni drenate con deformazioni basse e permanenti, si hanno limitati spostamenti e discreti cedimenti.

Sono suscettibili alla liquefazione:

- i suoli non coesivi e saturi (sabbie e limi, occasionalmente ghiaie) con contenuto di fini plastici relativamente basso (inferiore del 15%);
- i suoli costituiti da particelle relativamente uniformi in cui predomina una dimensione delle particelle;
- i depositi sabbiosi recenti.

Se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale eguagli la pressione di confinamento si ha il fenomeno della liquefazione. Quindi maggiore è la durata del terremoto più alta è la possibilità che si raggiunga il numero di cicli necessari per avere il fenomeno della liquefazione. Inoltre maggiore è l'ampiezza della vibrazione o della deformazione indotta, minore è il numero di cicli necessari per raggiungere tale condizione.

Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto da sisma diminuisce, quindi il fenomeno della liquefazione diventa tanto più improbabile quanto più si va in profondità.

## 5.2 Condizioni per l'esclusione della verifica alla liquefazione

La verifica a liquefazione, facendo riferimento al punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2018, può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) accelerazioni massime attese al piano di campagna in assenza di manufatti minori di 0.1g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano di campagna, per piano di campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite (cioè con presenza di fine inferiore al 5% essendo il fine costituito da particelle con dimensione massima di 0.075 mm) con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{1cN} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{1cN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate in Fig. 3.1 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  o esterna alle zone indicate in Fig. 3.2 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$  ( $U_c =$  rapporto  $D_{60}/D_{10}$ , dove  $D_{60}$  e  $D_{10}$  sono il diametro delle particelle corrispondenti rispettivamente al 60% e al 10% del passante sulla curva granulometrica cumulativa).

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2,3 e 4.

Per il caso in esame la condizione 1 non è verificata in quanto le accelerazioni su suolo rigido, come riportato nella Relazione Sismica sono superiori a 0,1 g. La condizione 2 non è verificata trattandosi di un sito sotto il livello del mare.

Nelle Figura 5.1 e Figura 5.2 vengono presentati i risultati della valutazione preliminare di suscettibilità alla liquefazione, in funzione della distribuzione granulometrica (relativa a Coefficiente di Uniformità  $U_c < 3,5$ ).

I terreni di fondazione nel volume ingegneristicamente significativo sono costituiti prevalentemente da sabbie calcarenitiche, come rilevato dai campioni S1C1, la cui curva granulometrica ricade nel fuso di possibilità di liquefazione. Risulta pertanto necessario eseguire la verifica a liquefazione.

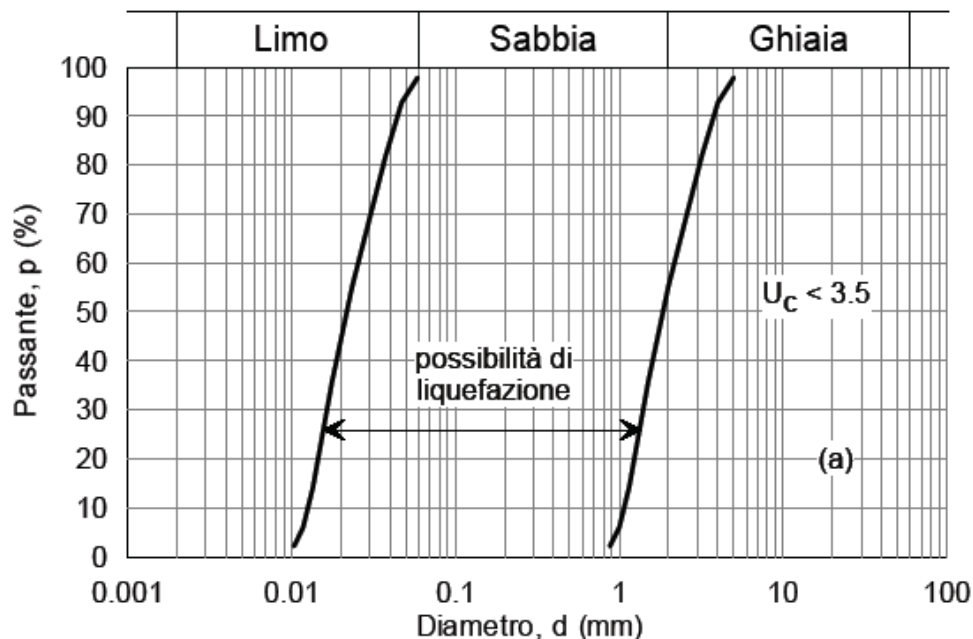


Figura 5.1 – Fusi granulometrici per  $U_c < 3.5$

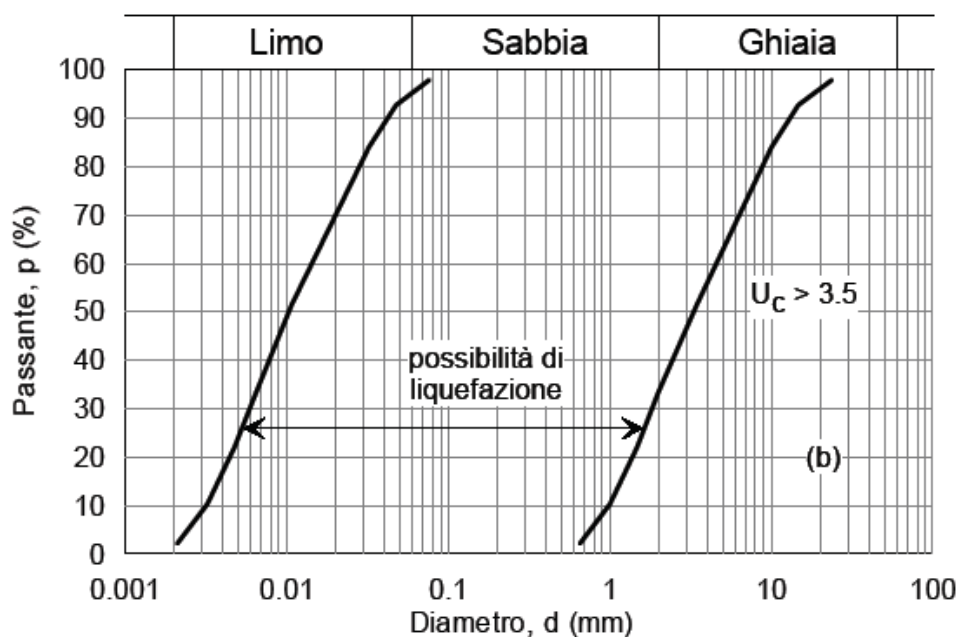


Figura 5.2 – Fusi granulometrici per  $U_c > 3.5$

Per valutare la possibilità di occorrenza della liquefazione in un sito sono state proposte diverse metodologie che vanno dai semplici metodi qualitativi e semi-empirici alla modellistica fisica. Di seguito viene illustrato il metodo di analisi semplificata impiegato. La verifica a liquefazione del deposito è effettuata in condizioni di free-field, cioè di assenza dei manufatti di progetto sulla superficie del deposito. L'analisi della pericolosità di liquefazione per l'area in esame viene eseguita in corrispondenza di un numero adeguato di verticali significative, alle profondità in cui sono presenti materiali potenzialmente liquefacibili.

La sicurezza nei confronti della liquefazione, ad una generica profondità, è valutata in termini di coefficiente di sicurezza, FL, definito come rapporto fra resistenza disponibile alla liquefazione e sollecitazione indotta dall'azione sismica. Entrambi i parametri tensionali sono correntemente normalizzati rispetto alla tensione verticale efficace agente alla profondità esaminata, in modo da definire un Rapporto di Resistenza Ciclica, CRR, e un Rapporto di Tensione Ciclica, CSR. Pertanto, si ha:

$$FSL(z) = \frac{CRR(z)}{CSR(z)}$$

dove:

- $CRR(z)$  è la resistenza al taglio del terreno valutata alla profondità  $z$ ;
- $CSR(z)$  è lo sforzo di taglio indotto dal terremoto valutato alla profondità  $z$ .

Il termine  $CSR$  si riferisce ad un evento sismico atteso di progetto; l'espressione maggiormente diffusa per il calcolo dello sforzo di taglio sismico è la seguente (Seed & Idriss, 1971):

$$CSR(z) = 0,65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d$$

avendo indicato con:

- $a_{max}$ : accelerazione massima in superficie;
- $g$ : accelerazione gravitazionale;
- $\sigma_{v0}$ : tensione litostatica totale;
- $\sigma'_{v0}$ : tensione litostatica efficace;
- $r_d$ : fattore di profondità.

La valutazione della resistenza al taglio del terreno viene effettuata attraverso i dati relativi al numero di colpi corretti  $(N_1)_{60\text{CS}}$  mediante la formula di seguito proposta:

$$CRR_{7,5} = e^{\left[ \frac{(N_1)_{60\text{CS}}}{14,1} + \left( \frac{(N_1)_{60\text{CS}}}{126} \right)^2 - \left( \frac{(N_1)_{60\text{CS}}}{23,6} \right)^3 + \left( \frac{(N_1)_{60\text{CS}}}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right]}$$

avendo indicato con:

- $CRR_{7,5}$ : resistenza al taglio del terreno in corrispondenza di un evento sismico di magnitudo 7,5;
- $(N_1)_{60\text{CS}}$ : numero di colpi medio normalizzato e corretto in base alla percentuale di fine.

La procedura sopra esposta si riferisce a relazioni empiriche ricavate per terremoti con magnitudo  $M$  pari a 7,5.

È intuitivo che, per portare un terreno a liquefazione:

- se la magnitudo  $M$  è inferiore a 7,5 occorre un'accelerazione di picco maggiore rispetto a quella per magnitudo 7,5;
- se la magnitudo  $M$  è superiore a 7,5 occorre un'accelerazione di picco minore rispetto a quella per magnitudo 7,5;

Si applica, pertanto, alla resistenza al taglio  $CRR_{7,5}$  un fattore di scala  $MSF$ , in maniera tale che:

$$CRR = CRR_{7,5} MSF$$

Per il calcolo del fattore di scala  $MSF$  si è fatto riferimento alla seguente formula:

$$MSF = \left( \frac{M}{7,5} \right)^{-3,3}$$

dove:

- $MSF$ : fattore di scala;
- $M$ : magnitudo di progetto del sito del sito.

La valutazione di CRR può essere condotta a partire dai risultati di prove SPT o alternativamente da misure della velocità delle onde di taglio.

Il numero di colpi  $N_{SPT\ medio, corretto}$  misurati nelle prove penetrometriche sono stati preventivamente corretti e normalizzati.

La correzione è stata effettuata con riferimento ad un'energia teorica di caduta libera del 60%; utilizzando la formula relativa alla *correzione generalizzata (NCEER, 1997)*:

$$N_{60} = C_E C_B C_R C_S N_m$$

avendo indicato con:

- $N_{60}$ : numero di colpi medio corretto;
- $C_E$ : fattore in funzione dell'energia rilasciata (0,5 - 1,3);
- $C_B$ : fattore in funzione del diametro del foro (1,0 - 1,15);
- $C_R$ : fattore in funzione della lunghezza delle aste (0,75 - 1,0 e oltre);
- $C_S$ : fattore in funzione del tipo di fustella (1,0 - 1,3);
- $N_m$ : numero di colpi medio.

Le misure in situ sono state, successivamente, normalizzate per tenere conto del valore della pressione efficace alla profondità di misura:

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

$(N_1)_{60}$ : numero di colpi medio normalizzato;

$C_N$ : coefficiente di normalizzazione, pari a  $\left(\frac{p_a}{\sigma'_{v,0}}\right)^{0,5}$  con  $p_a$  pressione atmosferica e  $\sigma'_{v,0}$  stato tensionale litostatico efficace;

$N_{60}$ : numero di colpi medio corretto.

Infine le misure sono state ulteriormente corrette per tener conto del contenuto di fine, al fine di ottenere il valore equivalente del parametro per sabbie pulite.

Per le prove penetrometriche dinamiche discontinue si ha:

$$(N_1)_{60\ cs} = [1 + 0,025 (FC - 5)](N_1)_{60}$$

avendo indicato con:

$(N_1)_{60\ cs}$ : numero di colpi medio normalizzato e corretto in base alla percentuale di fine;

$FC$ : contenuto di fine [%].

I calcoli sono stati effettuati con riferimento all'accelerazione di picco al piano campagna pari a:

$$a_{s\ max} = S_s S_T a_g = 0,075\ g$$

Nella tabella seguente sono riportate le verifiche di suscettibilità di liquefazione lungo le verticali dei sondaggi eseguiti a terra, alle varie profondità in cui sono state eseguite le prove SPT. Sono stati considerati terremoti di magnitudo di momento M variabile da 6,00 a 7,00.

I valori di  $N_{SPT}$  sono stati ridotti applicando la correzione suggerita da Hudson (1969), valida per i valori  $N_{SPT} > 15$  relativi a sabbie fini limose in presenza di sabbie:

$$N_{SPT, CORR} = 15 + 0,5 (N_{SPT} - 15)$$

I coefficienti di sicurezza sono ampiamente superiori all'unità, pertanto la verifica a liquefazione è soddisfatta.

## 6 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 6.1 Generalità

Le verifiche geotecniche (GEO) e strutturali (STR) vengono effettuate facendo riferimento al metodo semi-probabilistico agli stati limite, in cui la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Vengono considerati sia lo stato limite ultimo, associato al collasso dell'insieme struttura-terreno, sia lo stato limite di esercizio, che corrisponde a condizioni oltre le quali specifiche richieste d'uso per una struttura o per un elemento strutturale non sono più soddisfatte.

Le verifiche di sicurezza vengono condotte secondo il metodo dei coefficienti parziali: l'affidabilità viene ottenuta verificando che, in tutte le situazioni progettuali significative, gli stati limite non vengano raggiunti quando i valori di progetto delle azioni, delle proprietà del materiale e dei dati geometrici sono introdotti nei modelli progettuali.

Questo si traduce nell'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- $R_d$ : resistenza di progetto del sistema geotecnico, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;
- $E_d$ : valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale  $i$ -esimo e all'azione  $j$ -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche ed alla affidabilità del modello di calcolo.

Il non raggiungimento delle situazioni limite è da intendersi in senso probabilistico ("misura della sicurezza"); si assume, implicitamente, che la probabilità di raggiungere una certa situazione limite, durante la vita nominale della struttura (o durante l'orizzonte temporale di riferimento, nel caso di una fase transitoria), sia inferiore ad un valore prefissato, comunque piccolo ("affidabilità").

Le azioni che agiscono sulle strutture possono venire classificate secondo la variazione nel tempo come:

- permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
  - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente;
  - forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
  - forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
  - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );
  - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione; pretensione e precompressione (P);
  - ritiro e viscosità;
  - spostamenti differenziali;
- variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura.
  - incendi;
  - esplosioni;
  - urti ed impatti;
- sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Tutte le azioni variabili che agiscono sulla struttura vengono introdotte nei calcoli di verifica in termini di un valore caratteristico  $Q_k$ , ossia il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}, \psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , i cui valori sono forniti nella Tabella 6.1.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \times Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j} \times Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j} \times Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Nel caso in cui la caratterizzazione stocastica dell'azione considerata non sia disponibile, si può assumere il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice  $k$  i valori caratteristici; senza pedice  $k$  i valori nominali.

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni.

- *combinazione fondamentale*, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *combinazione quasi permanente*, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine, per gli stati limite di esercizio (SLE):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *combinazione sismica*, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio, connessi all'azione sismica E:

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

Nelle combinazioni allo SLE si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 6.1 – Coefficienti di combinazione (Fonte: D.M. 14.01.2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni")

### 6.1.1 Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)

Per ciascuno stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$R_d > E_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left[ F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con  $\gamma_E = \gamma_F$ , e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Gli effetti delle azioni e delle resistenze sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come  $E_d = E_k \gamma_E$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

Come previsto dalla vigente normativa, in ambito geotecnico, le verifiche delle opere di sostegno possono essere eseguite secondo due approcci. Nel caso in specie si è scelto l'Approccio 1, in quanto permette di tener conto delle incertezze sia sulle azioni che sui parametri di resistenza del terreno.

Nel sopradetto Approccio 1 sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Approccio 1:

- Combinazione 1: A1+M1+R1;



- Combinazione 2: A2+M2+R2.

Per le dighe di materiali sciolti, la normativa stabilisce invece che per le verifiche di stabilità dell'opera si deve utilizzare la sola combinazione 2 dell'Approccio 1.

Si è quindi tenuto conto dei valori dei coefficienti parziali riportati in Tabella 6.2, Tabella 6.3 e Tabella 6.4.

Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 6.2 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Fonte: D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni")

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{nk}$	$\gamma_{cn}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Tabella 6.3 – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle verifiche SLU (Fonte: D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni")

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Tabella 6.4 – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo nelle verifiche SLU (Fonte: D.M. 14.01.2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni")

Per lo stato limite ultimo si individuano due differenti condizioni:

- statica,
- sismica.

Nelle condizioni sismiche la combinazione di calcolo prevede sempre che le azioni non vengano amplificate con coefficienti parziali superiori all'unità. In altri termini le azioni statiche vengono semplicemente sommate all'azione dovuta all'evento sismico; in tal senso va interpretata l'indicazione della combinazione, riportata in tabella, 1+M2+R2.

STATO LIMITE	MECCANISMO	CONDIZIONE	COMBINAZIONE
Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)	Stabilità globale	Statica	A2+M2+R2
	Stabilità globale	Sismica	1+M2+R2

Tabella 6.5 – Quadro riepilogativo delle verifiche allo SLU

## 6.1.2 Verifiche allo stato limite di esercizio (SLE)

Nelle condizioni di esercizio si controllano le ampiezze degli spostamenti della diga foranea dovuti alla deformazione dei terreni di fondazione e dell'opera, verificando che questi siano compatibili con le funzionalità dell'opera stessa.

Il controllo tensionale viene effettuato ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando parametri geotecnici e resistenze caratteristiche.

## 6.2 Condizioni di carico

Per la verifica di stabilità del complesso terreno-struttura si è fatto riferimento alle condizioni di carico elementari di seguito elencate:

- Carichi permanenti:
  - peso proprio;
  - spinta idrostatica;
- Carichi variabili:
  - sovraccarico accidentale;
- Carichi sismici:
  - spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche;
  - forze di inerzia sismica.

### 6.2.1 Peso proprio

L'azione permanente dovuta al peso della struttura viene calcolata in automatico dal programma agli elementi finiti, in funzione delle caratteristiche dei materiali inseriti.

### 6.2.2 Spinta idrostatica

La spinta idrostatica fa riferimento alla distribuzione idrostatica delle pressioni agenti sul paramento, determinabile mediante la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \gamma_w h^2$$

avendo indicato con:

- S: spinta idrostatica;
- $\gamma_w$ : peso dell'unità di volume dell'acqua di mare;
- h: altezza del pelo libero dell'acqua dalla quota del fondale.

Il programma agli elementi finiti calcola l'azione della spinta idrostatica a partire dal livello di falda e dal livello del mare definito.

### 6.2.3 Sovraccarico accidentale

L'opera viene progettata considerando agente sul massiccio un sovraccarico accidentale distribuito avente valore caratteristico pari a:  $q = 60,00 \text{ kN/m}^2$ .

### 6.2.4 Spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte mediante analisi pseudostatiche con riferimento a quanto indicato nella normativa italiana (D.M. 14.01.2008 Norme Tecniche per le Costruzioni e ss.mm.ii.).

In presenza di sisma la forza idrodinamica  $E_{wd}$  viene calcolata secondo la formulazione di Westergaard:

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

avendo indicato con:

- $E_{wd}$ : risultante delle forze idrodinamiche;
- $k_h$ : coefficiente sismico orizzontale;
- $\gamma_w$ : peso dell'unità di volume di acqua (10,3 kN/m<sup>3</sup>);
- $H'$ : altezza del livello dell'acqua a partire dal fondale.

La distribuzione delle pressioni di questa spinta idrodinamica ha un andamento parabolico e può essere calcolata nel seguente modo:

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

avendo indicato con:

- $h$ : quota del pelo libero dell'acqua rispetto al fondale;
- $z$ : coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo libero dell'acqua.

### 6.3 Combinazione di progetto dei carichi elementari

Di seguito si riassumono in forma tabellare tutti i fattori parziali di combinazione per le diverse combinazioni di progetto allo SLU.

Relativamente agli SLE sono state considerate le combinazioni delle azioni caratteristiche con fattori parziali tutti pari all'unità.

STATO LIMITE	MECCANISMO	CONDIZIONE	COMBINAZIONE	CARICO	$\gamma$	$\Psi$
Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)	Stabilità globale	Statica	A2+M2+R2	Peso proprio	1,00	-
				Spinta idrostatica	1,00	-
				Sovraccarico accidentale	1,30	-
Stato limite ultimo di tipo geotecnico (GEO)	Stabilità globale	Sismica	1+M2+R2	Peso proprio	1,00	-
				Spinta idrostatica	1,00	-
				Sovraccarico accidentale	1,00	0,80
				Spinta sismica dell'acqua	1,00	-
				Spinta sismica della struttura	1,00	-

Tabella 6.6 – Fattori di combinazione stabilità globale complesso terreno-struttura, verifiche allo SLU

## 7 VERIFICA STABILITÀ GLOBALE DEL COMPLESSO OPERA-TERRENO

L'analisi di stabilità di un pendio è un problema molto complesso e di difficile schematizzazione, soprattutto per quanto riguarda la determinazione dei parametri di resistenza a taglio del terreno. Determinante risulta la caratterizzazione geomorfologica della zona sede dell'eventuale movimento franoso, nonché la caratterizzazione stratigrafica, l'individuazione del livello di falda, la determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni costituenti gli strati, ecc.

I diversi metodi di calcolo della stabilità globale presenti in letteratura si basano sul concetto dell'equilibrio limite globale, che ipotizza per il terreno un comportamento rigido-perfettamente plastico. Si immagina cioè che il terreno non si deformi fino al raggiungimento della condizione di rottura e che, in condizioni di rottura, la resistenza al taglio si mantenga costante e indipendente dalle deformazioni accumulate. Da tale ipotesi semplificativa, consegue che:

- la rottura si manifesta lungo una superficie netta di separazione tra la massa in frana e il terreno stabile;
- la massa in frana è un blocco indeformato in moto di roto-traslazione rigido;
- la resistenza mobilitata lungo la superficie di scorrimento in condizioni di equilibrio limite è costante nel tempo, indipendente dalle deformazioni e quindi dai movimenti della frana, e ovunque pari alla resistenza al taglio;
- non è possibile determinare né le deformazioni precedenti la rottura, né l'entità dei movimenti del blocco in frana, né la velocità del fenomeno.

La superficie di rottura, supposta nota, è suddivisa in un determinato numero di strisce che consentono di calcolare in modo agevole le grandezze che entrano in gioco nelle equazioni risolutive. Tutti i metodi adottano come criterio di rottura il criterio di MOHR-COULOMB assieme al criterio delle tensioni efficaci di TERZAGHI. La resistenza a taglio disponibile è valutata secondo l'espressione:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg}\varphi' = c' + \sigma' \operatorname{tg}\varphi'$$

con

- $c'$  coesione efficace;
- $\varphi'$  angolo di attrito efficace;
- $\sigma$  tensione normale totale;
- $u$  pressione neutra.

Il fattore di sicurezza è definito come rapporto fra la resistenza a taglio disponibile e la resistenza a taglio mobilitata:

$$F = \frac{\text{resistenza a taglio disponibile}}{\text{resistenza a taglio mobilitata}} = \frac{\tau_R}{\tau}$$

Suddivisa la superficie di rottura in  $n$  strisce, supponendo che il coefficiente di sicurezza sia unico per tutta la superficie, si hanno le seguenti incognite:

- $n$  forze normali alla base (N);
- $n$  punti di applicazione delle forze normali;
- $n$  forze di taglio alla base (T);
- $n-1$  forze normali di interstriscia (E);

- n-1 punti di applicazione delle forze normali di interstriscia (h);
- n-1 forze tangenziali di interstriscia (X);
- 1 coefficiente di sicurezza (F).

Il numero totale delle incognite è pari quindi a  $6n-2$ . Se le strisce hanno una larghezza limitata si commette un errore trascurabile nel ritenere che le forze alla base N, siano applicate al centro della base. Con tale assunzione si eliminano n incognite. Pertanto le incognite residue sono in numero di  $5n-2$ .

Le equazioni che si possono scrivere sono  $4n$

- n equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale;
- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni di equilibrio alla rotazione;
- n equazioni di MOHR-COULOMB;

Rimangono pertanto  $(5n - 2) - 4n = n - 2$  incognite in esubero rispetto al numero delle equazioni disponibili. I vari metodi di calcolo della stabilità dei pendii esistenti in letteratura (FELLENIOUS, BISHOP, JANBU, ecc.) fanno assunzioni differenti per pareggiare numero delle equazioni e numero delle incognite.

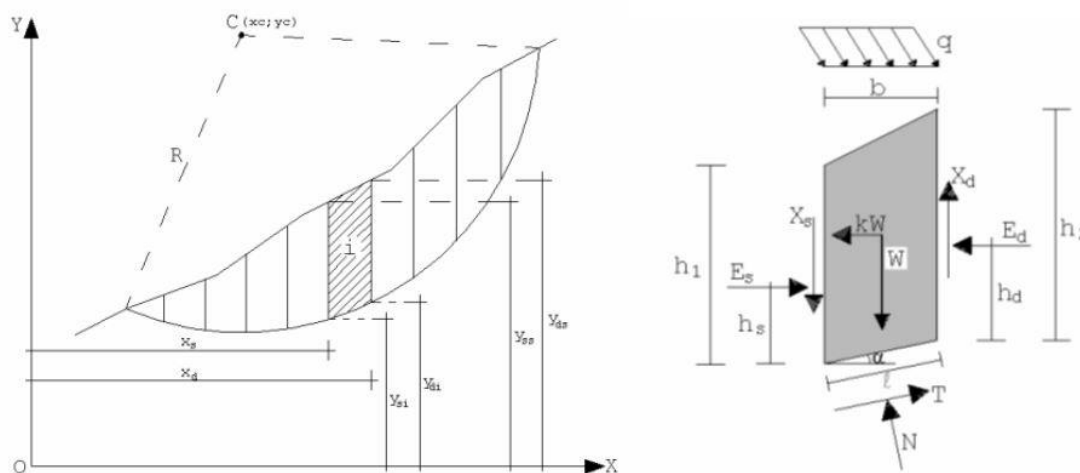


Figura 7.1 - Disposizione dei cassoni

La verifica di stabilità globale è stata condotta in riferimento alle indicazioni presenti nelle N.T.C. 2018 mediante l'ausilio del software GEO5 2021, prodotto dalla ditta Fine spol. S.r.o. Tale analisi è stata effettuata in condizioni statiche e in condizioni sismiche, controllando che i coefficienti di sicurezza risultassero superiori a quelli richiesti dalla norma e qui di seguito riportati:

- $\gamma_R = 1,10$  in condizioni statiche;
- $\gamma_R = 1,20$  in condizioni sismiche.

La verifica di stabilità globale, sia della scogliera radente che della scogliera soffolta, è stata effettuata impiegando il metodo di BISHOP semplificato che ipotizza una superficie di scorrimento circolare e forze di interstriscia verticali nulle.

Il coefficiente di sicurezza, della singola superficie di scorrimento presa in considerazione, nel metodo di BISHOP semplificato si esprime secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_i^n \left( c_i b_i + \left( \frac{N_i}{\cos \alpha_i} - u_i b_i \right) \operatorname{tg} \varphi_i \right)}{m \sum_1^n W_i \operatorname{sen} \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da:

$$m = \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{F} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b<sub>i</sub> e α<sub>i</sub> sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i-esima rispetto all'orizzontale, W<sub>i</sub> è il peso della striscia i-esima, c<sub>i</sub> e φ<sub>i</sub> sono le caratteristiche del terreno (coesione e angolo di attrito) lungo la base della striscia e u<sub>i</sub> è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di BISHOP semplificato contiene al secondo membro il termine m che è funzione di F. Quindi essa è risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per F da inserire nell'espressione di m e iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

### 1.1.1 Descrizione terreno

Come specificato nell'elaborato B.09 "Relazione geologica", il complesso terreno-struttura ha le seguenti caratteristiche:

N. Strato	Descrizione	γ [kN/m <sup>3</sup> ]	γ <sub>sat</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	φ' [°]	c' [kPa]
1	Mssiccio in cls	25,00	25,00	45	0
2	Cassone in cls	25,00	25,00	45	0
3	Massi artificiali in cls	25,00	25,00	45	0
4	Scogli naturali II cat	19	21	40	0
5	Pitrane naturale	20	22	40	0
6	Nucleo in scogli naturali I cat	19	21	40	0
7	Pitrane naturale	20	22	40	0
8	Scogli naturali II cat	19	21	40	0
9	Fondale	19,56	26,36	35	15,82

Tabella 7.1 – Parametri geotecnici del complesso terreno-struttura

Dove:

- γ = Peso di volume del terreno espresso in kN/m<sup>3</sup>
- γ<sub>sat</sub> = Peso di volume saturo del terreno espresso in kN/m<sup>3</sup>
- φ' = Angolo di resistenza al taglio "efficace" del terreno espresso in gradi
- c' = Coesione 'efficace' del terreno espressa in kPa

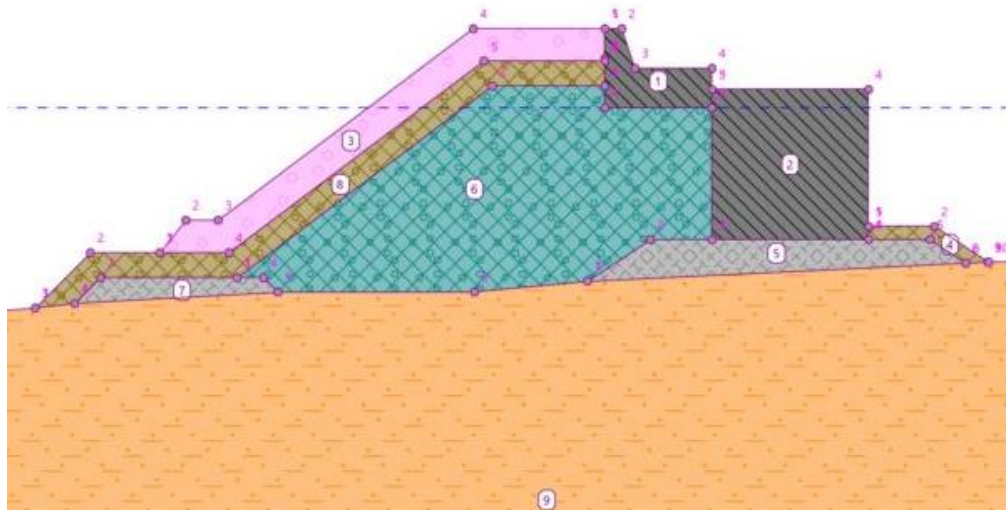


Figura 7.2 - Modellazione del complesso terreno-struttura

### 1.1.2 Descrizione stratigrafia

Gli strati sono descritti mediante i punti di contorno; l'ascissa è intesa positiva da sinistra verso destra e l'ordinata positiva verso l'alto.

Si riportano di seguito le coordinate di ogni strato.

N. Strato	Punto	X [m]	Y [m]
1	1	106,89	40,49
	2	108,18	40,49
	3	109,19	37,49
	4	115,04	37,49
	5	115,04	35,89
2	1	115,04	24,48
	2	115,04	34,49
	3	115,04	35,89
	4	126,94	35,89
	5	126,94	25,49
	6	126,94	24,49
3	1	73,05	23,49
	2	75,04	25,95
	3	77,5	25,95
	4	96,89	40,49
	5	106,89	40,49
	6	106,89	38,23
	7	106,89	38,03
4	1	126,94	25,49
	2	131,94	25,49
	3	136,02	22,77
5	1	105,58	21,32
	2	110,34	24,49

	3	115,04	24,48
	4	126,94	24,49
	5	131,63	24,49
	6	134,32	22,7
6	1	78,95	21,59
	2	98,34	36,13
	3	106,89	36,13
	4	106,89	34,49
	5	115,04	34,49
7	1	66,61	19,63
	2	68,57	21,59
	3	78,95	21,59
	4	80,95	21,59
	5	82,05	20,49

Tabella 7.2 – Coordinate degli strati (1/2)

8	1	63,6	19,3
	2	67,79	23,49
	3	73,05	23,49
	4	78,32	23,49
	5	97,71	38,03
	6	106,89	38,03
	7	106,89	36,13
9	1	0,00	14,12
	2	41,36	17,49
	3	63,6	19,3
	4	66,61	19,63
	5	82,05	20,49
	6	96,97	20,5
	7	105,58	21,32
	8	134,32	22,7
	9	136,02	22,77
	10	136,06	22,77
	11	140,2	22,87
	12	184,6	24,53
	13	205,00	25,29



Tabella 7.3 – Coordinate degli strati (2/2)

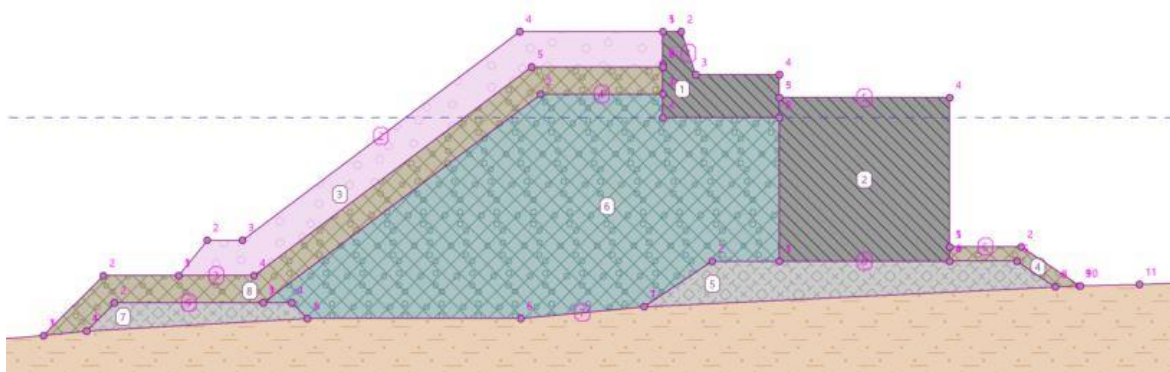


Figura 7.3 - Punti degli strati del complesso terreno-struttura

### 1.1.3 Descrizione falda

Anche il livello della falda (livello medio marino) è stato indicato mediante l'uso di punti di contorno dalle seguenti coordinate:

Punto	X [m]	Y [m]
F1	0,00	34,49
F2	205,00	34,49

Tabella 7-4 - Coordinate falda

### 1.1.4 Coefficienti di partecipazione

L'analisi della stabilità globale è stata effettuata in condizioni statiche e sismiche, utilizzando l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2). Per le condizioni sismiche la norma specifica: "nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, **ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ . Si deve inoltre tener conto della presenza di manufatti interagenti con l'opera".

Si riportano di seguito i coefficienti utilizzati.

- Condizioni statiche:

Carichi	Effetto	Coeff. parziale	(A1)	(A2)
Permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_G$	1,0	<b>1,0</b>
	Sfavorevole	$\gamma_G$	1,3	<b>1,0</b>
Variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	<b>0,0</b>
	Sfavorevole	$\gamma_Q$	1,5	<b>1,3</b>

Tabella 7-5 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle condizioni statiche (Rif. Tab.6.2.I D.M 17/01/2018)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coeff. Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	<b>1,25</b>
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	<b>1,25</b>
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	<b>1,40</b>
Peso dell'unità di volume	$\gamma_v$	$\gamma_v$	1,0	<b>1,00</b>

Tabella 7-6 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle condizioni statiche (Rif. Tab.6.2.II D.M 17/01/2018)

- Condizioni sismiche:

Carichi	Effetto	Coeff. parziale	(A1)	(A2)
Permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_G$	1,0	<b>1,0</b>
	Sfavorevole	$\gamma_G$	1,0	<b>1,0</b>
Variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	<b>0,0</b>
	Sfavorevole	$\gamma_Q$	1,0	<b>1,0</b>

Tabella 7-7 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle condizioni sismiche

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coeff. Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	<b>1,25</b>
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	<b>1,25</b>
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	<b>1,40</b>
Peso dell'unità di volume	$\gamma_v$	$\gamma_v$	1,0	<b>1,00</b>

Tabella 7-8 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno nelle condizioni sismiche

I coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza utilizzato sono:

- $\gamma_R = 1,10$  in condizioni statiche;
- $\gamma_R = 1,20$  in condizioni sismiche.

### 1.1.5 Parametri sismici

Si riportano di seguito i parametri sismici utilizzati nella verifica (cfr. elab. B.04 Relazione sismica):

- Accelerazione sismica al suolo  $a_g = 0,18 [g] = 1,915 \text{ m/s}^2$
- Coefficiente stratigrafico  $S_s = 1,20$
- Coefficiente amplificazione topografica  $S_T = 1,00$
- Coefficiente di riduzione  $\beta_s = 0,24$
- Coefficiente di intensità sismica orizzontale  $k_h = 0,047$

- Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale = 0,50
- Coefficiente di intensità sismica verticale  $k_v = 0,023$

Condizioni utilizzate nella verifica:

- Presenza di falda
- Analisi condotta in termini di tensioni efficaci
- Sisma verticale verso l'alto (condizione più gravosa)
- Combinazione A2+M2

### 1.1.6 Caratteristiche delle superfici analizzate

Si riportano di seguito le caratteristiche delle superfici di scivolamento analizzate dal software:

- CONDIZIONI STATICHE:

N.	Centro		Raggio	FS	Verifica
	x [m]	y [m]	R [m]		
1	89,06	55,87	49,23	4,04	ACCETTABILE
2	89,06	55,87	50,23	4,25	ACCETTABILE
3	89,06	55,87	51,23	4,50	ACCETTABILE
4	89,06	56,87	50,23	4,12	ACCETTABILE
5	89,06	56,87	51,23	4,34	ACCETTABILE
6	89,06	57,87	51,23	4,19	ACCETTABILE
7	89,06	58,87	51,23	4,07	ACCETTABILE
8	90,06	55,87	49,23	4,31	ACCETTABILE
9	90,06	55,87	50,23	4,52	ACCETTABILE
10	90,06	55,87	51,23	4,73	ACCETTABILE
11	90,06	56,87	49,23	4,18	ACCETTABILE
12	90,06	56,87	50,23	4,38	ACCETTABILE
13	90,06	56,87	51,23	4,64	ACCETTABILE

Tabella 7-9 - Caratteristiche delle superfici analizzate, condizioni statiche (1/3)

14	90,06	57,87	50,23	4,26	ACCETTABILE
15	90,06	57,87	51,23	4,48	ACCETTABILE
16	90,06	58,87	51,23	4,30	ACCETTABILE
17	90,06	59,87	51,23	4,20	ACCETTABILE
18	91,06	55,87	48,23	4,40	ACCETTABILE
19	91,06	55,87	49,23	4,64	ACCETTABILE
20	91,06	55,87	50,23	4,83	ACCETTABILE
21	91,06	55,87	51,23	5,07	ACCETTABILE
22	91,06	56,87	49,23	4,48	ACCETTABILE
23	91,06	56,87	50,23	4,68	ACCETTABILE
24	91,06	56,87	51,23	4,89	ACCETTABILE
25	91,06	57,87	49,23	4,36	ACCETTABILE
26	91,06	57,87	50,23	4,53	ACCETTABILE

27	91,06	57,87	51,23	4,81	ACCETTABILE
28	91,06	58,87	50,23	4,37	ACCETTABILE
29	91,06	58,87	51,23	4,58	ACCETTABILE
30	91,06	59,87	51,23	4,46	ACCETTABILE
31	92,06	55,87	47,23	4,53	ACCETTABILE
32	92,06	55,87	48,23	4,72	ACCETTABILE
33	92,06	55,87	49,23	4,99	ACCETTABILE
34	92,06	55,87	50,23	5,22	ACCETTABILE
35	92,06	55,87	51,23	5,49	ACCETTABILE
36	92,06	56,87	48,23	4,57	ACCETTABILE
37	92,06	56,87	49,23	4,85	ACCETTABILE
38	92,06	56,87	50,23	5,02	ACCETTABILE
39	92,06	56,87	51,23	5,28	ACCETTABILE
40	92,06	57,87	48,23	4,45	ACCETTABILE
41	92,06	57,87	49,23	4,7	ACCETTABILE
42	92,06	57,87	50,23	4,89	ACCETTABILE
43	92,06	57,87	51,23	5,09	ACCETTABILE
44	92,06	58,87	49,23	4,52	ACCETTABILE
45	92,06	58,87	50,23	4,75	ACCETTABILE
46	92,06	58,87	51,23	4,94	ACCETTABILE
47	92,06	59,87	50,23	4,6	ACCETTABILE
48	92,06	59,87	51,23	4,84	ACCETTABILE
49	93,06	55,87	47,23	4,91	ACCETTABILE
50	93,06	55,87	48,23	5,09	ACCETTABILE
51	93,06	55,87	49,23	5,4	ACCETTABILE
52	93,06	55,87	50,23	5,65	ACCETTABILE
53	93,06	55,87	51,23	5,82	ACCETTABILE
54	93,06	55,87	47,23	4,72	ACCETTABILE
55	93,06	56,87	48,23	4,97	ACCETTABILE
56	93,06	56,87	49,23	5,24	ACCETTABILE
57	93,06	56,87	50,23	5,44	ACCETTABILE

Tabella 7-10 - Caratteristiche delle superfici analizzate, condizioni statiche (2/3)

58	93,06	56,87	51,23	5,69	ACCETTABILE
59	93,06	57,87	48,23	4,85	ACCETTABILE
60	93,06	57,87	49,23	5,01	ACCETTABILE
61	93,06	57,87	50,23	5,29	ACCETTABILE
62	93,06	57,87	51,23	5,54	ACCETTABILE
63	93,06	58,87	48,23	4,68	ACCETTABILE
64	93,06	58,87	49,23	4,92	ACCETTABILE
65	93,06	58,87	50,23	5,15	ACCETTABILE
66	93,06	58,87	51,23	5,35	ACCETTABILE
67	93,06	59,87	49,23	4,73	ACCETTABILE
68	93,06	59,87	50,23	4,94	ACCETTABILE

69	93,06	59,87	51,23	5,21	ACCETTABILE
----	-------	-------	-------	------	-------------

Tabella 7-11 - Caratteristiche delle superfici analizzate, condizioni statiche (3/3)

• CONDIZIONI SISMICHE:

N.	Centro		Raggio	FS	Verifica
	x [m]	y [m]	R [m]		
1	87,06	53,87	50,23	3,05	ACCETTABILE
2	87,06	53,87	51,23	3,17	ACCETTABILE
3	87,06	54,87	50,23	2,98	ACCETTABILE
4	87,06	54,87	51,23	3,08	ACCETTABILE
5	87,06	55,87	51,23	3,00	ACCETTABILE
6	87,06	56,87	51,23	2,91	ACCETTABILE
7	88,06	53,87	49,23	3,06	ACCETTABILE
8	88,06	53,87	50,23	3,17	ACCETTABILE
9	88,06	53,87	51,23	3,28	ACCETTABILE
10	88,06	54,87	50,23	3,07	ACCETTABILE
11	88,06	54,87	51,23	3,21	ACCETTABILE
12	88,06	55,87	50,23	2,98	ACCETTABILE
13	88,06	55,87	51,23	3,11	ACCETTABILE
14	88,06	56,87	51,23	3,01	ACCETTABILE
15	89,06	53,87	48,23	3,07	ACCETTABILE
16	89,06	53,87	49,23	3,19	ACCETTABILE
17	89,06	53,87	50,23	3,30	ACCETTABILE
18	89,06	53,87	51,23	3,43	ACCETTABILE
19	89,06	54,87	49,23	3,10	ACCETTABILE
20	89,06	54,87	50,23	3,23	ACCETTABILE
21	89,06	54,87	51,23	3,32	ACCETTABILE
22	89,06	55,87	49,23	2,99	ACCETTABILE
23	89,06	55,87	50,23	3,11	ACCETTABILE
24	89,06	55,87	51,23	3,25	ACCETTABILE
25	89,06	56,87	50,23	3,03	ACCETTABILE
26	89,06	56,87	51,23	3,15	ACCETTABILE

Tabella 7-12 - Caratteristiche delle superfici analizzate, condizioni sismiche (1/2)

27	89,06	57,87	51,23	3,06	ACCETTABILE
28	90,06	53,87	47,23	3,08	ACCETTABILE
29	90,06	53,87	48,23	3,22	ACCETTABILE
30	90,06	53,87	49,23	3,34	ACCETTABILE
31	90,06	53,87	50,23	3,46	ACCETTABILE
32	90,06	53,87	51,23	3,56	ACCETTABILE
33	90,06	54,87	48,23	3,13	ACCETTABILE
34	90,06	54,87	49,23	3,25	ACCETTABILE
35	90,06	54,87	50,23	3,35	ACCETTABILE
36	90,06	54,87	51,23	3,47	ACCETTABILE

37	90,06	55,87	49,23	3,14	ACCETTABILE
38	90,06	55,87	50,23	3,26	ACCETTABILE
39	90,06	55,87	51,23	3,37	ACCETTABILE
40	90,06	56,87	49,23	3,06	ACCETTABILE
41	90,06	56,87	50,23	3,17	ACCETTABILE
42	90,06	56,87	51,23	3,31	ACCETTABILE
43	90,06	57,87	50,23	3,09	ACCETTABILE
44	90,06	57,87	51,23	3,21	ACCETTABILE
45	91,06	53,87	47,23	3,26	ACCETTABILE
46	91,06	53,87	48,23	3,36	ACCETTABILE
47	91,06	53,87	49,23	3,51	ACCETTABILE
48	91,06	53,87	50,23	3,6	ACCETTABILE
49	91,06	53,87	51,23	3,75	ACCETTABILE
50	91,06	54,87	47,23	3,18	ACCETTABILE
51	91,06	54,87	48,23	3,29	ACCETTABILE
52	91,06	54,87	49,23	3,41	ACCETTABILE
53	91,06	54,87	50,23	3,51	ACCETTABILE
54	91,06	54,87	51,23	3,63	ACCETTABILE
55	91,06	55,87	48,23	3,19	ACCETTABILE
56	91,06	5,87	49,23	3,31	ACCETTABILE
57	91,06	55,87	50,23	3,42	ACCETTABILE
58	91,06	55,87	51,23	3,54	ACCETTABILE
59	91,06	56,87	49,23	3,22	ACCETTABILE
60	91,06	56,87	50,23	3,32	ACCETTABILE
61	91,06	56,87	51,23	3,43	ACCETTABILE
62	91,06	57,87	49,23	3,14	ACCETTABILE
63	91,06	57,87	50,23	3,23	ACCETTABILE
64	91,06	57,87	51,23	3,37	ACCETTABILE

Tabella 7-13 - Caratteristiche delle superfici analizzate, condizioni sismiche (2/2)

### 1.1.1 Risultati

Sono state analizzate 69 superfici in condizioni statiche e 64 in condizioni dinamiche.

- CONDIZIONI STATICHE:

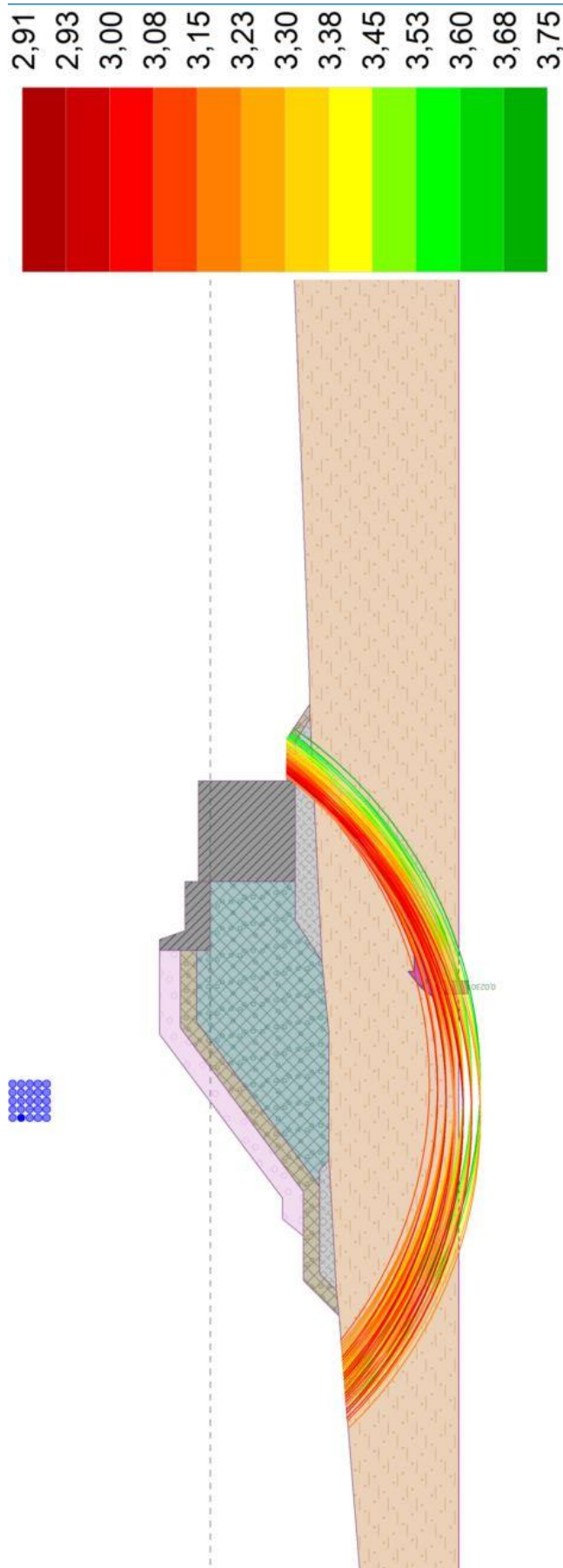
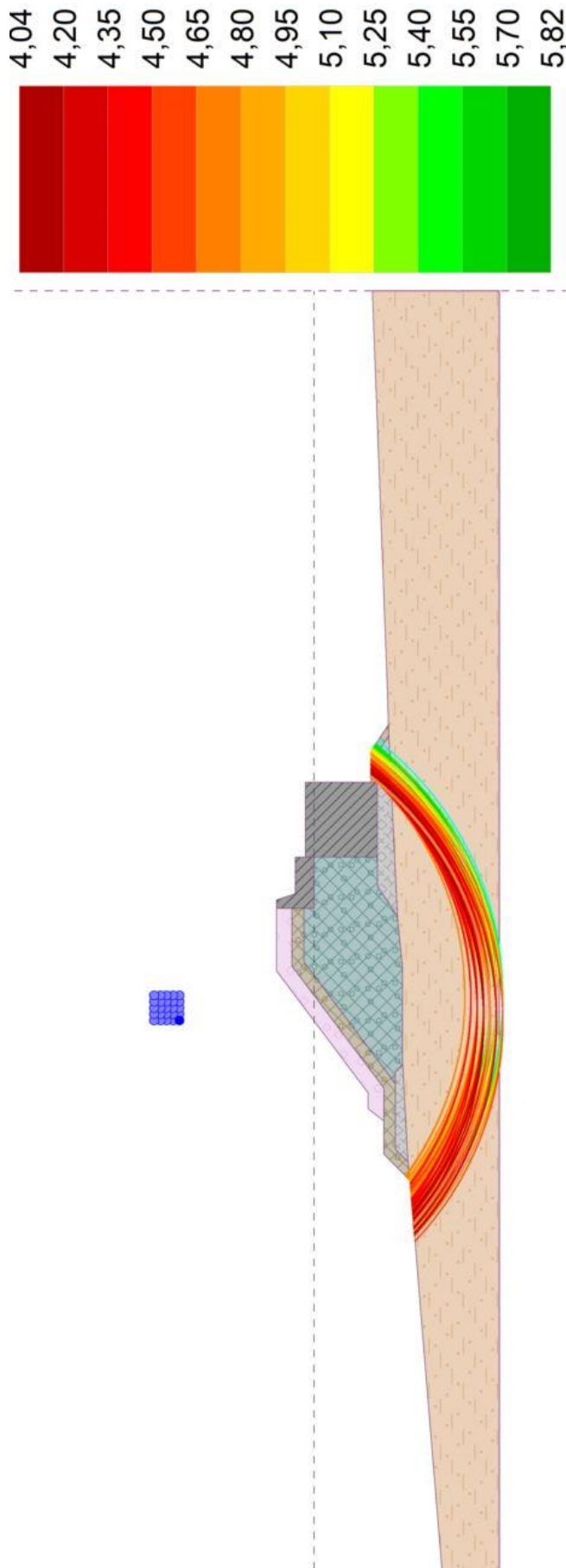


Figura 7.4 - Superfici analizzate con minore coefficiente di sicurezza, condizioni statiche

- CONDIZIONI SISMICHE:





*Figura 7.5 - Superfici analizzate con minore coefficiente di sicurezza, condizioni sismiche*

Dalle analisi è emerso che la superficie di rottura (una per ogni caso) a cui corrisponde il minimo coefficiente di sicurezza del complesso terreno-struttura hanno le seguenti coordinate:

- CONDIZIONI STATICHE:



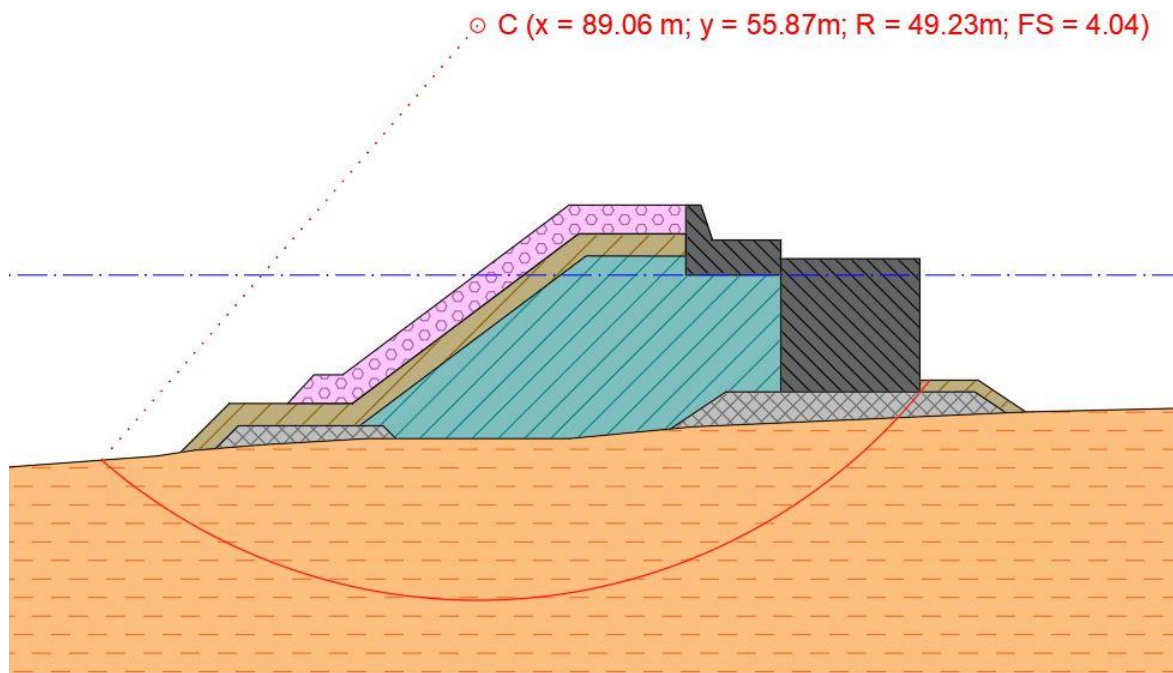


Figura 7.6 - Superficie di rottura del complesso opera-terreno, condizioni statiche

• CONDIZIONI SISMICHE:

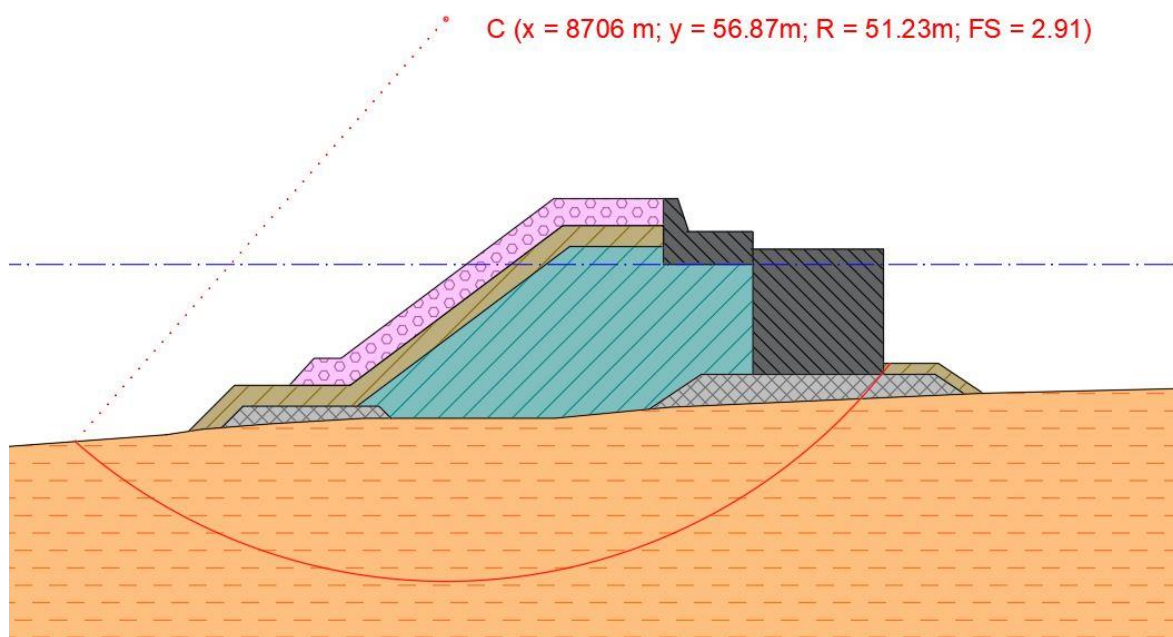


Figura 7.7 - Superficie di rottura del complesso opera-terreno, condizioni sismiche

Dalle verifiche di stabilità con il metodo di Bishop, si ottengono i seguenti risultati:

➤ CONDIZIONI STATICHE:

- Somma delle forze attive  $F_a = 3.446,68 \text{ kN/m}$ ;
- Somma delle forze passive  $F_p = 13.923,11 \text{ kN/m}$ ;

- Momento di scorrimento  $M_a = 169.680,10$  kNm/m;
- Momento resistente  $M_p = 685.434,78$  kNm/m;
- Fattore di sicurezza  $F_s = 4,04$ .

Essendo il fattore di sicurezza  $F_s = 4,04 > 1,20$ , **la verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.**

➤ CONDIZIONI SISMICHE:

- Somma delle forze attive  $F_a = 4.826,66$  kN/m;
- Somma delle forze passive  $F_p = 14.058,01$  kN/m;
- Momento di scorrimento  $M_a = 247.269,61$  kNm/m;
- Momento resistente  $M_p = 720.192,06$  kNm/m;
- Fattore di sicurezza  $F_s = 2,91$ .

Essendo il fattore di sicurezza  $F_s = 2,91 > 1,10$ , **la verifica di stabilità globale risulta soddisfatta.**

