

# COMUNE DI CASTRIGNANO DEL CAPO

Provincia di Lecce

## LAVORI DI MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITA' E RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA PORTUALE SULLA FASCIA DI S. M. DI LEUCA



- PROGETTO DEFINITIVO -

5						
4						
3						
2						
1						
0	Gennaio 2024	MStani	LLepore	PStasi	PStasi	Prima Emissione

Em./Rev	Data	Red./Dis.	Verificato (RP)	Controllato (DT)	Approvato (DG)	Descrizione
---------	------	-----------	-----------------	------------------	----------------	-------------

Redazione grafica: ETACONS S.r.l. - P.ta S. G. dei Fiorentini n.1 - 73100 LECCE  
Tel(0832)331418/7 E-mail: mail@etacons.it

Titolo dell'allegato

### RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA



*Mario Stani*

Cod. N°: **E407-D**

Allegato n.

**EG-05-1**

Scala

Progettazione:

**ETACONS S.r.l.**  
Società di ingegneria



Committente:

**COMUNE DI CASTRIGNANO DEL CAPO**

## **Premessa**

La presente relazione geotecnica è stata redatta a supporto del progetto relativo agli ***INTERVENTI VOLTI AL MIGLIORAMENTO DELLA VIABILITÀ E ALLA RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA PORTUALE SULLA FASCIA COSTIERA DI S.M. LEUCA.***

Gli interventi previsti sono i seguenti:

- la realizzazione della strada di accesso al Porto dall'incrocio tra via Doppia Croce e via Martinez;
- la sistemazione del tratto finale di via Doppia Croce e la sistemazione dei camminamenti con vista panoramica;
- L'apertura del varco sul secondo braccio del porto per accesso alla darsena;
- il completamento del banchinamento della darsena a ridosso del molo foraneo;
- l'attrezzamento impiantistico dell'area.

Lo studio è stato preceduto da una indagine geofisica localizzata principalmente in corrispondenza del sito interessato alla progettazione di una rampa di accesso all'area portuale di Santa Maria di Leuca.

Tale indagine ha avuto l'obiettivo di ricostruire la stratigrafica del sito indagato, di definire le Categorie sismiche di sottosuolo (NTC 2018) e di ubicare le eventuali discontinuità litologiche e/o cavità presenti in corrispondenza del progetto da realizzare.

Si è proceduto ad una indagine multidisciplinare effettuata dalla "PRO-GEO s.a.s. di Alberto Quarto & C." mediante l'utilizzo delle seguenti metodologie:

- **Prospezione MASW;**
- **Prospezione sismica a rifrazione;**
- **Prospezione georadar.**

E' stato inoltre eseguito un rilievo geomeccanico in corrispondenza della parete rocciosa.

Si fa riferimento alla seguente Normativa:

-Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 2018, Decreto 17 gennaio 2018 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» (GU Serie Generale n.42 del 20-02-2018 - Suppl. Ordinario n. 8);

-Circolare 21 Gennaio 2019, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (19A00855) (GU Serie Generale n.35 del 11-02-2019 - Suppl. Ordinario n. 5);

-UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;

-UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;

-Associazione Geotecnica Italiana, 1977, Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche.

-Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007;

Con tale studio è stata descritta la morfologia della zona interessata, si è ricostruita la successione stratigrafica dell'area e le modalità con cui si esplica la circolazione idrica superficiale e sotterranea e si è individuato il modello geotecnico in corrispondenza della zona interessata dal tracciato della rampa di progetto. Si è inoltre ricavata la pericolosità sismica di base e sono state effettuate le verifiche di stabilità della scarpata in roccia ante e post intervento.

## **Inquadramento Geografico**

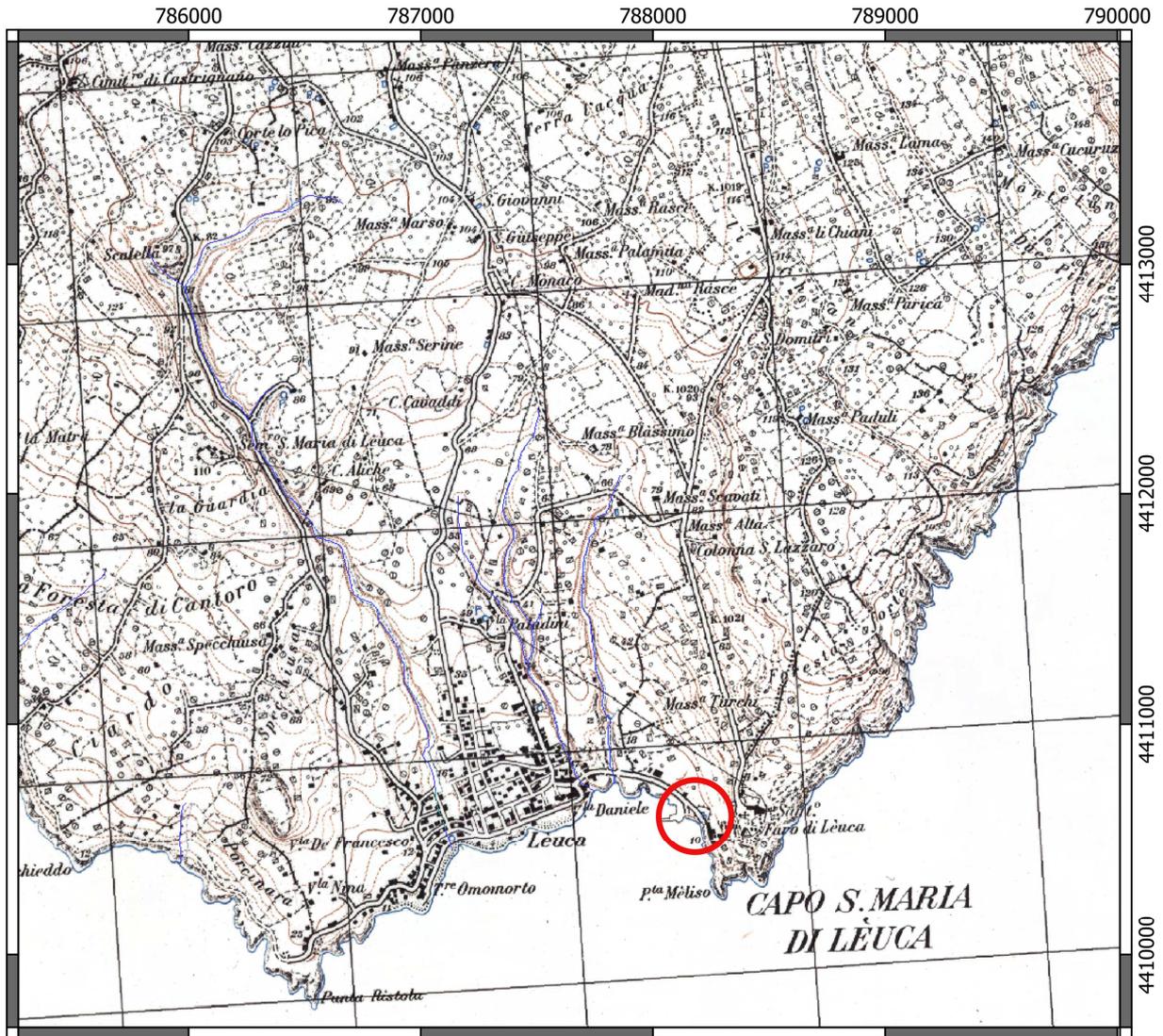
La zona interessata dall'intervento di progetto risulta ubicata nella estrema porzione meridionale della regione Puglia in corrispondenza del territorio comunale di Castrignano del Capo e più distintamente della frazione di Santa Maria di Leuca.

Le caratteristiche morfologiche del territorio salentino, così come l'idrografia superficiale, sono profondamente condizionate dalle caratteristiche dei litotipi affioranti e della loro distribuzione areale e verticale.

L'area salentina è caratterizzata da un reticolo idrografico poco sviluppato con presenza di corsi d'acqua a regime quasi esclusivamente torrentizio i cui alvei sono incisi in terreni sedimentari di età Plio-Pleistocenica.

La rampa stradale da realizzare, si sviluppa in corrispondenza di litotipi rappresentati prevalentemente da calcareniti appartenenti alla formazione geologica delle Calcareniti di Andrano.

Le indagini eseguite hanno permesso di individuare le principali caratteristiche stratigrafiche e strutturali in corrispondenza del tracciato stradale di progetto.



0 250 500 750 1.000 m

PLANIMETRIA IGM  
SCALA 1: 25000

 zona interessata

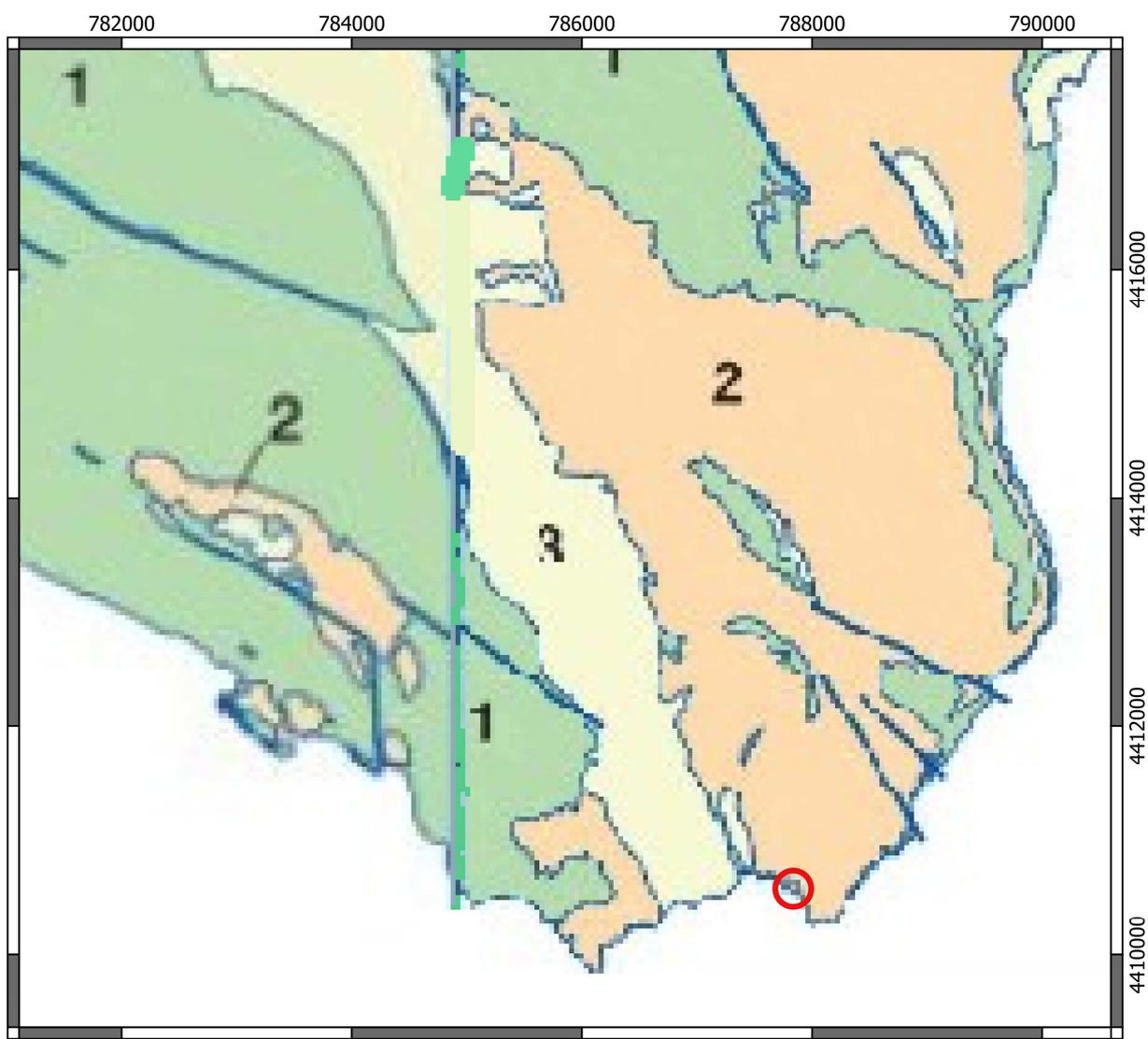
## **Inquadramento Geologico Regionale**

Le caratteristiche geologiche del territorio che comprende la zona interessata dall'intervento, vanno inquadrate nel contesto stratigrafico e strutturale di un tratto della Placca adriatica coincidente con la propaggine meridionale della Penisola salentina.

Da un punto di vista geologico regionale la Puglia costituisce la più estesa area di avampaese in Italia.

Gli eventi che hanno caratterizzato l'evoluzione sedimentaria, tettonica e morfologica del territorio pugliese, più in generale, possono essere ritenuti connessi alla geodinamica di un esteso tratto crostale dell'area mediterranea coinvolto dapprima nella collisione con la zolla Eurasiatica e successivamente nella tettonogenesi appenninico-dinarica che ha deformato in distinti domini strutturali la parte meridionale di tale tratto crostale.

Procedendo dal Tirreno all'Adriatico tali domini corrispondono alla Catena appenninica (Monti della Daunia), all'Avanfossa adriatica (Fossa bradanica-Tavoliere delle Puglie), all'Avampaese Apulo (Gargano, Murge, Salento) ed ai mari Adriatico e Ionio settentrionale.



**PLANIMETRIA SCHEMA TETTONICO  
(DA CARTA 537 CAPO SANTA MARIA  
DI LEUCA - ISPRA)  
SCALA 1: 50000**

**LEGENDA**

-  zona interessata
-  Unità marine terrazzate
-  Unità dell'Avanfossa appenninica (Pliocene-Olocene)
-  Unità dell'Avampaese apulo (Miocene)
-  Unità della Piattaforma apula (Cretaceo-Oligocene)
-  Faglia

**Caratteri Geologici e Strutturali dell'area**

L'area interessata dal progetto è ubicata nella porzione meridionale della penisola salentina prospiciente il porto di Leuca e risulta caratterizzata da litotipi appartenenti all'Unità dell'Avampaese apulo (Miocene).

Dal punto di vista strutturale, alla fine del Cretaceo l'area in studio fu interessata da un'intensa fase tettonica plicativa che portò al sollevamento ed alla conseguente emersione di quasi tutto il territorio salentino.

Alcune zone rimasero parzialmente sommerse e furono, quindi, interessate da una deposizione di mare poco profondo o di scogliera, che ha portato alla formazione di rocce calcaree che affiorano sul versante adriatico della penisola salentina, a partire da capo d'Otranto (Calcare di Castro). Si tratta di calcari bioclastici stratificati, calcari di scogliera, fossiliferi con resti di briozoi, coralli ed alghe, e frammenti di rudiste rimaneggiate. Spesso il contatto con i sottostanti calcari cretacei, è marcato dalla presenza di breccie calcaree grossolane.

Successivamente, il basamento carbonatico mesozoico fu dislocato dando luogo alla formazione di "horst" e "graben" che produssero la formazione dei rilievi che oggi chiamiamo "serre" (horst), e di depressioni (graben) contigue ai rilievi che furono interessate da ingressione marina.

Per tutto il Miocene la sedimentazione nel mare anzidetto dette luogo alla formazione di grandi spessori di calcareniti biancastre, calcareniti marnose giallo paglierine, calcari detritici a granulometria variabile, fossiliferi, e calcari compatti grigi e nocciola. Queste formazioni rocciose sono note in letteratura geologica con il termine di Pietra Leccese (Miocene medio-superiore) e Calcareniti di Andrano (Miocene superiore), sono sovrapposte in successione stratigrafica sebbene a luoghi presentino rapporti eteropici.

Alla fine del Miocene si ebbe un'altra fase tettonica che essenzialmente riattivò le lineazioni preesistenti, producendo degli innalzamenti e abbassamenti differenziati nell'intero territorio così che alcune si mantennero al di sopra del livello del mare, mentre nelle parti di territorio che furono sommerse, si ebbe una ripresa di sedimentazione.

Come si evince dallo stralcio della Carta Tettonica anzi riportata, il sistema di faglie predominante nel territorio della Penisola salentina risulta corrispondere a quello con direzione NW-SE. Le azioni di tali dislocazioni hanno prodotto un assetto strutturale caratterizzato da horst allungati in direzione NW-SE corrispondenti prevalentemente ad aree di affioramenti cretacei.

La rampa stradale di progetto si sviluppa sui seguenti litotipi (terminologia derivante dalla Carta Geologica in scala 1: 50000 dell'ISPRA)

- Calcareniti di Andrano (Miocene superiore)

## **Caratteri geologici di dettaglio**

Il rilievo geologico eseguito nella zona in studio, unitamente ai dati riportati nella Carta Geologica scala 1:50000 dell'ISPRA che è stata utilizzata come riferimento principale per il presente studio geologico, ha permesso di delimitare i seguenti litotipi sovrapposti ed eteropici appartenenti alla formazione delle Calcareniti di Andrano (Miocene superiore):

- Calcareniti e calciruditi stratificate a luoghi oolitiche, diagenizzate e/o semicoerenti di colore grigio avana o violaceo, con abbondanti macrofossili. Nella parte inferiore, sono presenti ripetute intercalazione di livelli calcisiltitici semicoerenti con laminazione planare da millimetrica a centimetrica, di norma scompaginati e brecciati da deformazioni gravitative (slump).

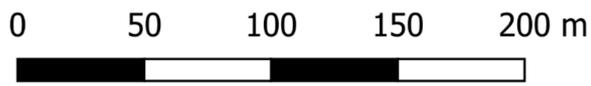
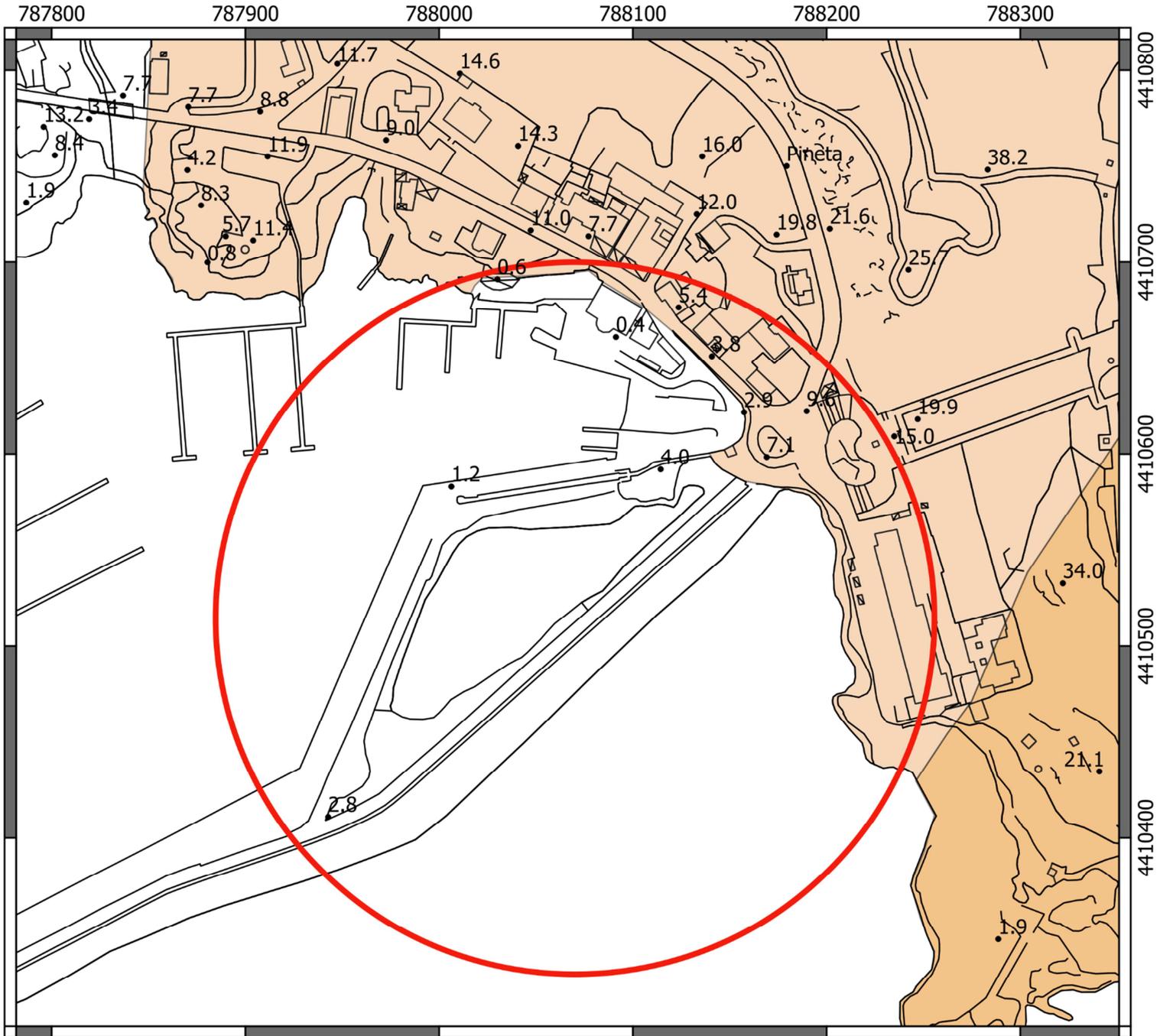
- Calcarea coralligeno, massivo di colore bianco-grigiastro, passante lateralmente a brecce e calciruditi con frammenti corallini, e quindi a calcareniti laminari clinostratificate (Membro di Gagliano del Capo);

Di seguito si descrive più in dettaglio il litotipo calcarenitico e calciruditico che è quello che sarà interessato dall'opera prevista in progetto.

### **Calcareniti e brecce (Calcareniti di Andrano)**

Questo litotipo è ben visibile nella zona costiera prospiciente la zona interessata dall'intervento in senso stretto. Si tratta di calcareniti e calciruditi con evidenti stratificazioni e fratture che in direzione sud è caratterizzato dalla presenza di grotte costiere. La scarpata interessata dalla rampa è caratterizzata dalla presenza, nella parte più bassa, di brecce cementate, mentre in sommità si rinvergono calcareniti ben cementate.

Di seguito, oltre allo stralcio della carta geologica di dettaglio, vengono riportate anche alcune foto che evidenziano in modo chiaro le caratteristiche descritte precedentemente. Si distinguono infatti le stratificazioni e le zone più francamente alterate.



## STRALCIO CARTA GEOLOGICA (DA WEB ISPRA) SCALA 1: 3000

### LEGENDA

 zona interessata

### LITOLOGIA

 CALCARENITI DI ANDRANO: Calcareniti e calciruditi stratificate, a luoghi oolitiche, diagenizzate e/o semicoerenti (Miocene superiore)

 CALCARENITI DI ANDRANO: Calcare coralligeno algale, massivo di colore bianco-grigiastro passante lateralmente a brecce e calciruditi - Membro di Gagliano del Capo (Miocene superiore)





Nella foto seguente sono visibili le grotte costiere che caratterizzano il tratto di costa compreso tra la zona portuale e punta Meliso.



## **Indagini in situ**

Nella zona interessata dal Progetto, sono stati eseguiti profili sismici a rifrazione con metodologia Masw attiva e passiva e prospezioni georadar, nonché un rilievo strutturale.

### **Metodologia sismica a rifrazione**

La tecnica di prospezione sismica a rifrazione consiste nella misura dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in un punto in superficie (punto sorgente), in corrispondenza di una molteplicità di punti disposti allineati sulla superficie topografica (geofoni). Lo studio della propagazione delle onde sismiche consente di valutare le proprietà geometriche e fisico-meccaniche dei terreni.

Mediante questo tipo di indagine si può risalire alla composizione litologica di massa dei terreni, al loro grado di fratturazione, alla geometria delle prime unità sottostanti la coltre superficiale, alla profondità in cui si trova la roccia di fondo ("bedrock").

Nella tabella che segue sono mostrati tutti i valori delle velocità sismiche, il coefficiente di Poisson ed i valori dei moduli dinamici E (di Young), G (di taglio) e K (di compressibilità), espressi in Kg/cm<sup>2</sup>.

Questi valori sono calcolati utilizzando un peso di volume unitario "orientativo" per la roccia presente in sito.

Vp	Vs	$\nu$	$\gamma$	E	G	K
2000	990	0.34	2.10	56190	21002	57711

$V_p$  = velocità onde longitudinali in m/s

$V_s$  = velocità onde trasversali in m/s

$\nu$  = coefficiente di Poisson

$\gamma$  = peso di volume in  $g/cm^3$

E = modulo dinamico di Young in  $Kg/cm^2$

G = modulo dinamico di taglio in  $Kg/cm^2$

K = modulo dinamico di compressibilità in  $Kg/cm^2$

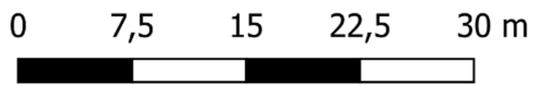
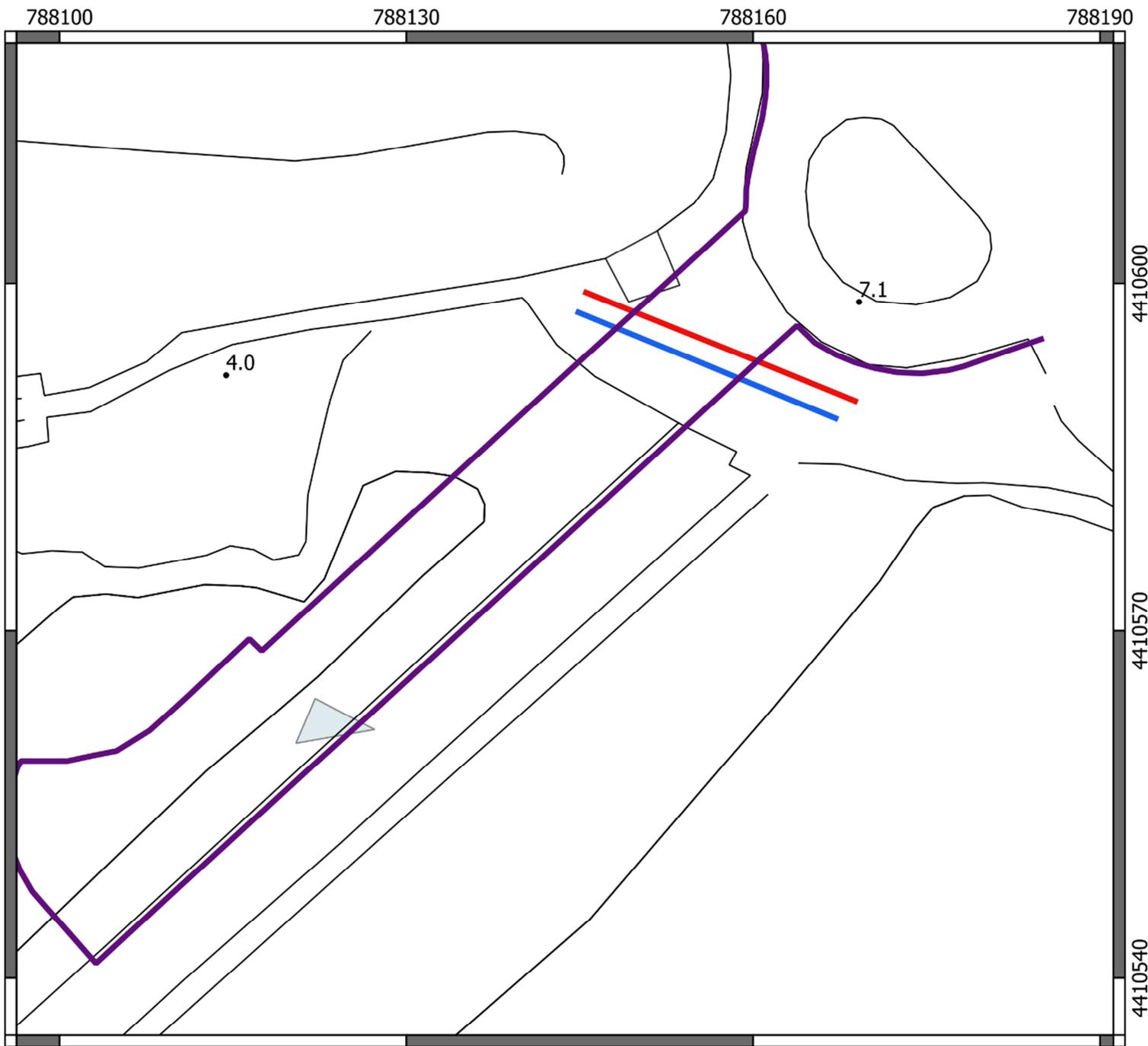
Le velocità  $V_s$  sono state ricavate dai valori medi scaturiti dall'indagine MASW.

### **Metodologia indagine M.A.S.W.**

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali  $V_s$ , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (nel nostro caso geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

Il modello di  $V_s$ -profondità, ottenuto mediante l'analisi MASW, è schematizzato di seguito:

MASW	
Z (m)	$V_s$ (m/s)
-0.3	452.5
-2.8	899.5
-4.7	980.6
-7.1	1060.3
-10.2	1019.6
-13.9	861.7
-18.7	745.5
-24.6	789.5
-31.9	885.4
-39.9	978.6



# PLANIMETRIA UBICAZIONE PROFILI SISMICI SCALA 1: 500

## LEGENDA

- tracciato rampa stradale
- ubicazione profilo sismico a rifrazione
- ubicazione profilo sismico MASW

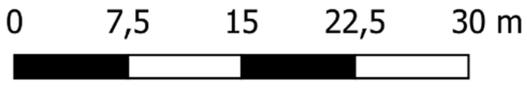
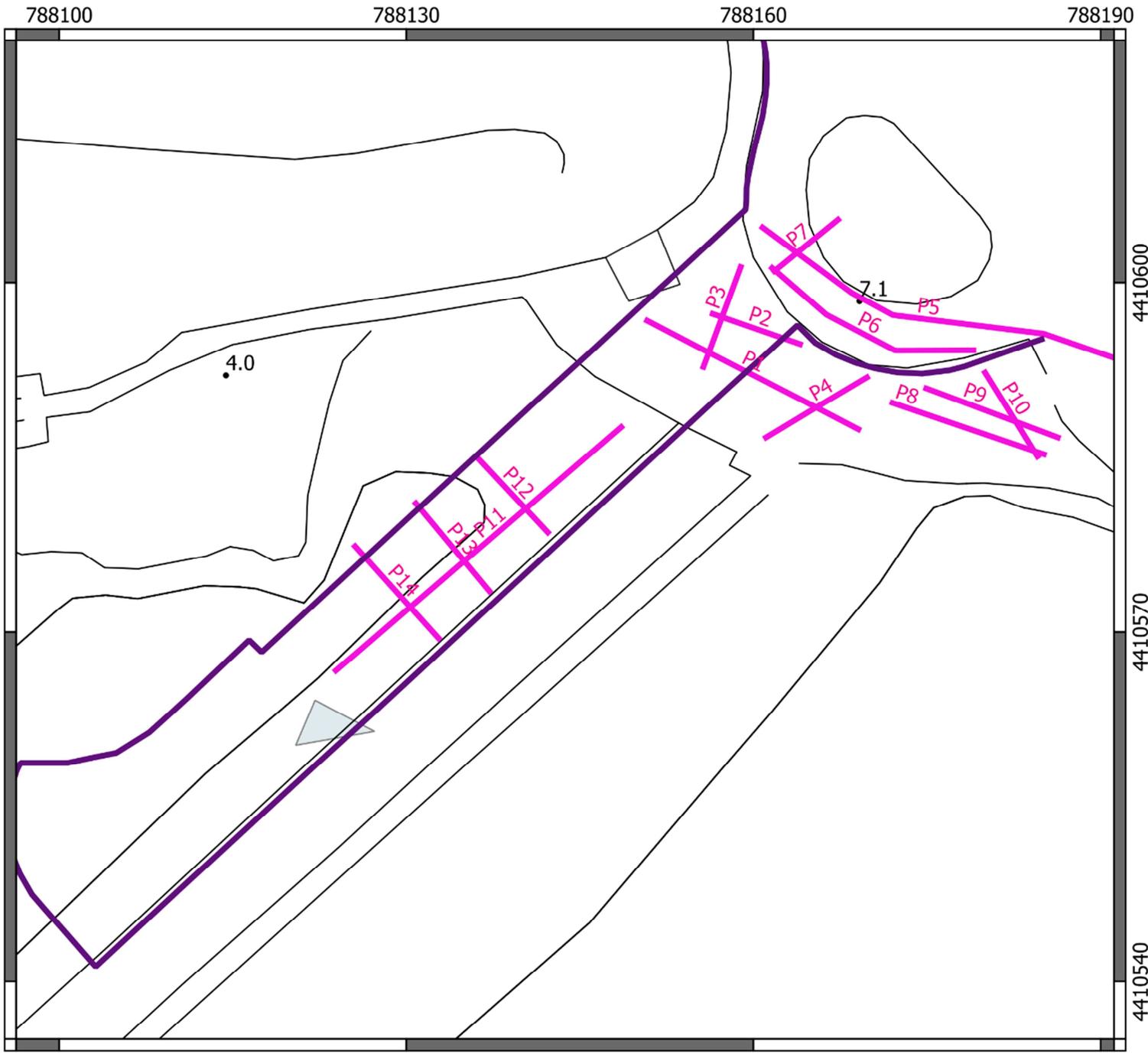
## **Metodologia Georadar**

Il georadar (noto in campo internazionale con il termine anglosassone di Ground Penetrating o Probing Radar – GPR), operativamente, consiste nell'invio nel terreno di impulsi elettromagnetici ad alta frequenza (10-3000 MHz) e nella misura del tempo impiegato dal segnale emesso dall'antenna trasmittente a ritornare a quella ricevente, dopo essere stato riflesso e/o diffratto da eventuali discontinuità presenti nel materiale investigato (Fig.1). Il tempo di andata e ritorno (TWT), espresso in nanosecondi – ns, permette di misurare la distanza in tempi tra le antenne ed il “bersaglio”; tale distanza può essere trasformata in profondità (metri) nel sottosuolo qualora si possa misurare la velocità di propagazione degli impulsi nel mezzo investigato.

L'analisi di tutti i radargrammi ha messo in evidenza numerose anomalie radar. In prima fase si è cercato di distinguere le anomalie riconducibili, con molta probabilità, a disturbi e quindi non sono stati presi in considerazione (paragrafo precedente).

Tutte le anomalie sono state evidenziate sui radargrammi allegati e riportate in pianta nella tavola “Ubicazione profili e anomalie radar”, con le relative profondità di rinvenimento.

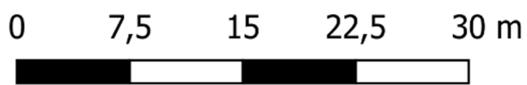
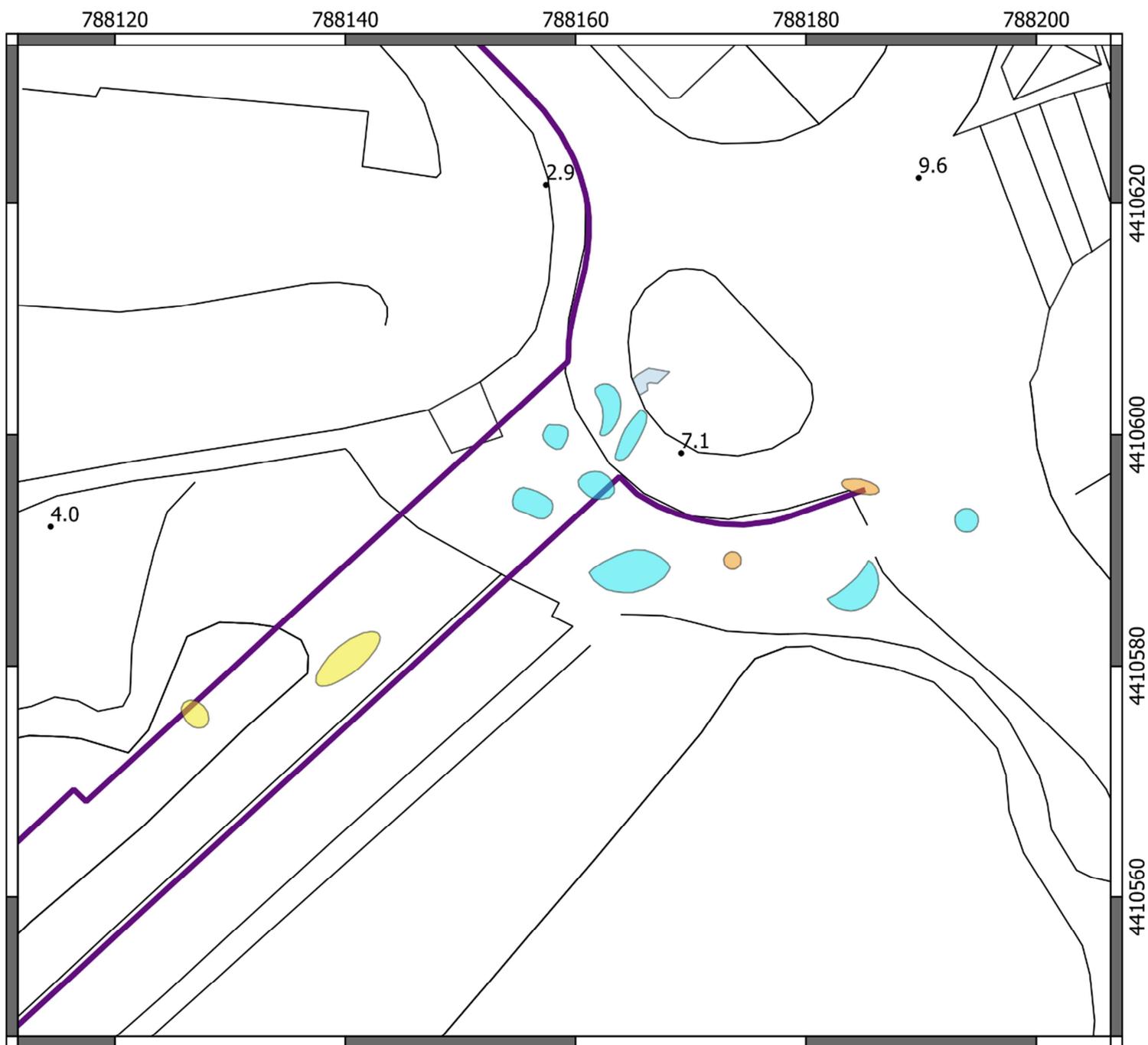
Le differenti tipologie di anomalie rinvenute sono descritte in dettaglio nella Relazione Specialistica.



**PLANIMETRIA UBICAZIONE  
PROFILI GEORADAR  
SCALA 1: 500**

**LEGENDA**

- tracciato rampa stradale
- ubicazione profili radar



## PLANIMETRIA UBICAZIONE ANOMALIE RADAR SCALA 1: 500

### LEGENDA

— tracciato rampa stradale

#### ANOMALIE RADAR

- zona di anomalie radar riconducibili ad una rete elettrosaldata in ferro
- zona di anomalie radar riconducibili a disturbi causati dallo spigolo del muretto
- zona di anomalie radar associabili a riempimenti di massi nella malta cementizia
- zona di alta concentrazione di anomalie radar correlabili a forti discontinuità della roccia carbonatica

## **Opere in progetto**

L'intervento di progetto si prefigge l'obiettivo di completare e migliorare sia l'accessibilità all'area portuale che la fruibilità della stessa per le varie utenze, rimuovendo quei detrattori all'aspetto paesaggistico dell'opera.

Sono previsti i seguenti interventi:

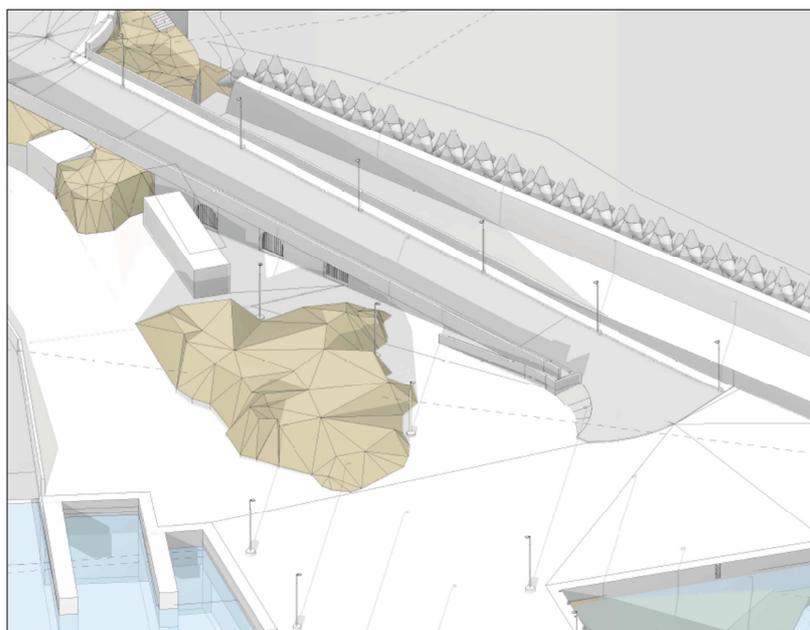
- Realizzazione di una nuova viabilità di accesso all'area sud del porto a destinazione plurima, cantieristica, peschereccia e commerciale, con sistemazione di via Doppia Croce.
- Apertura del varco di accesso alla darsena, al fine di rendere fruibile il relativo specchio d'acqua, in continuità con il secondo braccio, e consentire un maggiore sviluppo di attracchi per l'attività peschereccia;
- Completamento del banchinamento all'interno della darsena.
- Impianti di illuminazione, distribuzione idrica e predisposizione impianto elettrico.

### ***Nuova viabilità di accesso all'area Sud del Porto***

L'intervento prevede il miglioramento dell'accessibilità sia pedonale che carrabile al porto ed all'area prospiciente posta ai piedi della cascata monumentale.

In particolare si prevede:

- La realizzazione di un marciapiede di larghezza pari a 1,50 m sul lato mare di via Doppia Croce, al fine di consentire al notevolissimo traffico di visitatori di raggiungere in sicurezza la cascata monumentale e l'area portuale.
- La sistemazione dell'incrocio tra via Doppia Croce, via Martinez e la nuova viabilità di accesso al Porto, con la rimozione dell'attuale aiuola;
- La realizzazione della rampa di accesso al Porto realizzata con struttura di c.a. gettata in opera, previa demolizione del tratto di pavimentazione della banchina esistente sottostante. La rampa di lunghezza pari a circa 109 m raccorderà l'incrocio suddetto posto ad una quota media posta a + 10 m s.l.m. con il piano banchina posto a circa + 2 m s.l.m.m. La struttura sarà con platea setti e solette di spessore pari a 50 cm ricavando dei vani per ricovero attrezzi per le attività pescherecce al di sotto della rampa. La rampa avrà pendenza massima del 10% e sezione con due corsie di larghezza pari a 3,50 m e marciapiedi laterali di 1,50 m di larghezza con parapetti in c.a. I paramenti esterni e dei parapetti sono rivestiti in pietra naturale in continuità con la tessitura dei parapetti e muretti esistenti.



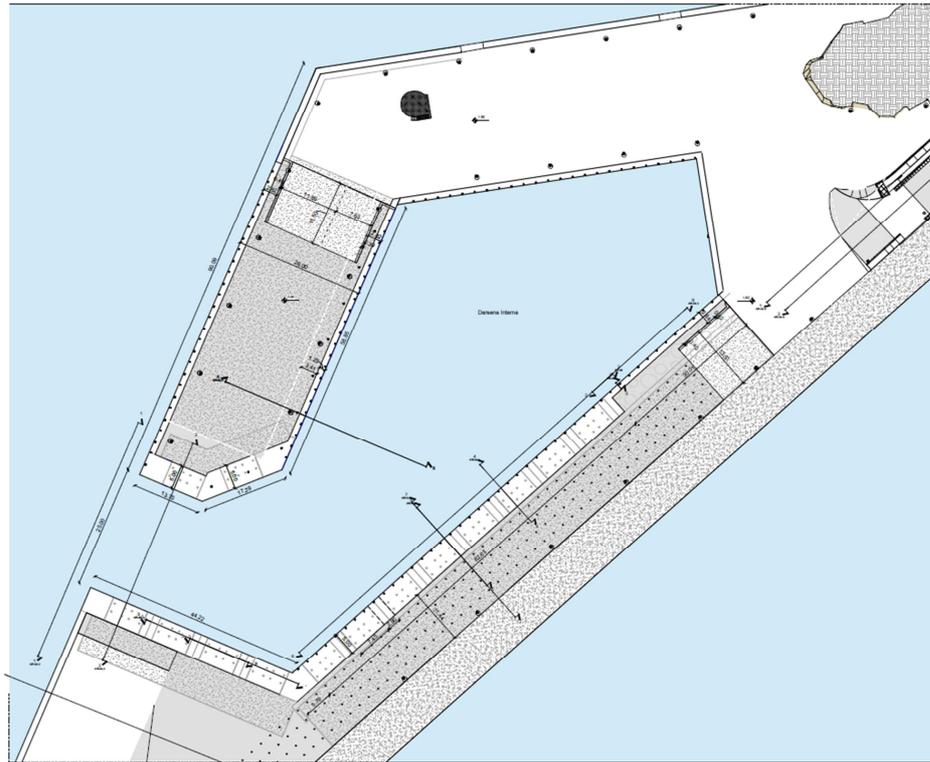
*Rampa accesso all'area portuale*

### ***Apertura del varco di accesso alla darsena***

Il varco di accesso alla darsena avrà larghezza pari a 25 m, con un tirante di 3,50 m e sarà realizzato in modo da salvaguardare le celle antirisacca esistenti sul 2° braccio.

Il banchinamento del varco verrà realizzato con nuove celle antirisacca al fine di evitare il propagarsi dell'agitazione all'interno della darsena.

La demolizione della struttura esistente ed il salpamento del materiale e degli elementi prefabbricati sarà realizzata previa installazione di panne a tutta altezza del tirante dell'area da confinare al fine di impedire la propagazione delle torbidità all'interno dell'area portuale e dell'ambiente circostante.



*Sistemazione darsena interna con apertura varco*

### ***Completamento del banchinamento all'interno della darsena***

Si prevede il completamento del banchinamento all'interno della darsena con piano posto a + 1,20 m s.l.m.m e imbasamento della banchina a - 3,50 m dal l.m.m., previo salpamento dei massi in calcestruzzo esistenti costituenti la vecchia mantellata esterna sino ad una quota utile di - 3,50 m.

Le banchine saranno in parte realizzate con celle antirisacca e in parte con massi pieni in calcestruzzo. Le banchine saranno attrezzate con bitte da 10 ton e anelli in acciaio inox AISI 316. Tutte le banchine saranno dotate di impianti di illuminazione, predisposizione di forza motrice e distribuzione acqua.

Il piano banchina sarà realizzato con soletta in calcestruzzo dello spessore di 40 cm con sfiati posti ad interrasse di 10 x 10.

### ***Impianti***

Si prevede l'impianto di illuminazione della viabilità da via Doppia Croce, ala rampa sino alle banchine della darsena.

Le banchine saranno dotate di impianto di acqua potabile allacciato alla rete esistente di primo braccio e predisposizione di impianto di forza motrice.

## **Caratteri geotecnici generali**

Nell'area di interesse si rinvengono esclusivamente formazioni rocciose litoidi (Calcareniti di Andrano – Miocene). Queste rocce, sotto il profilo geotecnico, offrono in generale delle discrete caratteristiche meccaniche - in termini di resistenza e deformabilità - che consentono in prima approssimazione di assegnare loro, nelle situazioni più favorevoli, valori elevati di capacità portante.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica, bisogna porre in evidenza che esiste una sostanziale differenza tra l'ammasso roccioso ed il provino di laboratorio.

Infatti le caratteristiche d'insieme e la qualità di un ammasso roccioso dipendono anche e soprattutto da: spaziatura, apertura, ruvidità e materiale di riempimento delle discontinuità e dall'orientamento delle stesse, secondo le raccomandazioni della Società Internazionale di Meccanica delle Rocce (Brown, 1981). Per la caratterizzazione geotecnica di tali ammassi è stata utilizzata la classificazione di Hoek e Brown, ma sono stati comunque forniti, per un prefissato valore di  $\sigma_{3max}$ , i parametri equivalenti secondo il criterio di Mohr-Coulomb.

La classificazione di Hoek e Brown prevede che, a partire dalla resistenza della roccia alla scala del provino di laboratorio, le caratteristiche alla scala dell'ammasso siano ridotte in funzione del valore del Geological Strength Index (GSI vedi tabella a). Il GSI permette di stimare la riduzione di resistenza dell'ammasso roccioso in base alle diverse situazioni geologiche, e può essere ricavato dall'esame visivo degli ammassi rocciosi esposti (ad es. lungo pareti rocciose o scavi) come indicato nella tabella seguente, oppure attraverso correlazione con le velocità sismiche.

Rock Type: <input type="text" value="General"/> <input type="button" value="OK"/>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
GSI Selection: <input type="text" value="59"/>		DECREASING SURFACE QUALITY →				
STRUCTURE		DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					10
		N/A	N/A			

Tabella a: Valore del GSI (da Hoek )

La formulazione del criterio generalizzato di rottura di Hoek-Brown è la seguente:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$$

dove

$m_b$  è il valore ridotto della costante di Hoek-Brown per l'ammasso considerato, pari a :

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$$

$m_i$  è un parametro dipendente dalla litologia, ricavato dalla tabella proposta dallo stesso Hoek (vedi Tabella b)

ROCCHE	CLASSE	GRUPPO	GRANULOMETRIA			
			Grossa	Media	Fine	Molto fine
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
			← Grovaccia (18) →			
	Non clastiche	Organiche	← Calcarea (chalk) 7 →			
			← Carbone (8-21) →			
	Carbonatiche	Breccia (20)	Calcarea spatico (10)	Calcarea micritico 8		
	Chimiche		Gesso 16	Anidrite 13		
METAMORFICHE	Non scistolose		Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24	
	Debolmente scistolose		Migmatite (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Scistolose*		Gneiss 33	Scisti (10)	Fillite (10)	Argilloscisto 9
IGNEE	Acide		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
	Basiche		Diorite 28		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
		Norite 22				
	Piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)	

Tabella b: Valore di mi dalla litologia

s ed a sono costanti dell'ammasso date dalle seguenti relazioni:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

- $\sigma_1'$  e  $\sigma_3'$  sono il minimo e il massimo sforzo efficace alla rottura;

- $\sigma_{ci}$  è la resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta;

- D è un fattore che dipende dal grado di disturbo dell'ammasso, variabile tra 0 (ammasso in posto indisturbato) a 1 (ammasso scavato con esplosivo).

Per utilizzare tale criterio onde stimare le caratteristiche di resistenza e deformabilità, è necessario valutare i seguenti tre parametri:

- 1) La resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta ( $\sigma_{ci}$ );
- 2) Il valore della costante di Hoek-Brown per la roccia intatta ( $m_i$ );
- 3) Il valore del "Geological Strength Index" GSI per l'ammasso roccioso.

Il valore del modulo di  $E_i$  - modulo della roccia intatta - è stato ricavato dalle correlazioni proposte da Hoek con la litologia (vedi tabella c sottostante),

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 <sup>a</sup> Marls 150-200
	Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000	Dolomites 350-500
		Evaporites		Gypsum (350) <sup>b</sup>	Anhydrite (350) <sup>b</sup>	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750 <sup>a</sup>	
	Foliated <sup>a</sup>			Schists 250-1100 <sup>a</sup>	Phyllites/Mica Schist 300-800 <sup>a</sup>	Slates 400-600 <sup>a</sup>
Igneous	Plutonic	Light	Granite <sup>c</sup> 300-550 Granodiorite <sup>c</sup> 400-450	Diorite <sup>c</sup> 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400) <sup>b</sup>	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) <sup>b</sup>	Tuff 200-400	

Tabella c: Rapporto tra modulo  $E$  e resistenza a compressione per la roccia intatta (Hoek-Diederichs 2006)

Sono stati quindi elaborati i dati derivanti dalle prove sismiche, privilegiando le correlazioni più cautelative disponibili in letteratura. Le correlazioni tra i parametri sismici e i parametri geotecnici, devono essere utilizzate con spirito critico, avendo presente il loro carattere empirico, per cui non si può prescindere da una conoscenza delle caratteristiche geo-litologiche e del comportamento geotecnico dei terreni. Consentono comunque di ottenere la determinazione di valori medi e non puntuali dei parametri geotecnici, riferendoli al loro stato iniziale ed a volumi di terreno rappresentativi dei caratteri megastrutturali dei depositi.

Per le unità geologiche-geotecniche litoidi le caratteristiche meccaniche sono state ricavate in base alle correlazioni proposte da N. Barton in - Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy, 2006; e modificato per le calcareniti da Carozzo et Alii [1]. Conoscendo il valore della velocità  $V_p$ , è possibile una stima dell'indice  $Q_c$  ( $Q_c = Q$  normalizzato rispetto ad una resistenza a compressione monoassiale). Le relazioni utilizzate sono:

$$\text{calcari: } Q = 10(V_p^{-3.5}) \quad [1]$$

<sup>1</sup> M.T. Carozzo, G. Leucci, S. Margiotta, F. Mazzon, S. Negri: Integrated Geophysical and Geological investigations for sedimentary rock mass characterization.

**calcareniti:  $Q = 10(V_p^{-1.212})$**

**[2]**

L'indice di Barton così ottenuto consente una classificazione qualitativa dell'ammasso, ma non quantitativa perché non è possibile scinderlo nei termini principali, attritivo e coesivo, che lo costituiscono. Utilizzando le correlazioni che legano Q al GSI di Hoek & Brown, è possibile stimare i parametri di resistenza al taglio degli ammassi rocciosi. Di seguito si esplicita la procedura seguita:

L'indagine sismica restituisce una velocità di propagazione delle onde P pari a:  $V_p=2000$  m/s, come valore di resistenza a compressione semplice, si assume quello più basso risultante dalle misure fatte con sclerometro (vedi Relazione Geologica), pari a 14.5 MPa.

Applicando l'eq. [2], si ottiene  $Q=6.138$ , ed essendo  $Q_c=Q/(14.5/3)$  (Barton 2006), risulta:  $Q_c=1.27$

Tale valore conduce a classificare l'ammasso come "scadente" (vedi tabella d sottostante).

<b>Qc</b>	<b>0.001-0.01</b>	<b>0.01-0.01</b>	<b>0.1-1</b>
CLASSE	IX	VIII	VII
DESCRIZIONE	ECCEZIONALMENTE SCADENTE	ESTREMAMENTE SCADENTE	MOLTO SCADENTE
<b>Qc</b>	<b>1-4</b>	<b>4-10</b>	<b>10-40</b>
CLASSE	VI	V	IV
DESCRIZIONE	SCADENTE	MEDIOCRE	BUONA
<b>Qc</b>	<b>40-100</b>	<b>100-400</b>	<b>400-1000</b>
CLASSE	III	II	I
DESCRIZIONE	MOLTO BUONA	ESTREMAMENTE BUONA	OTTIMA

*Tabella d: Classificazione Q di Barton*

In letteratura esistono diverse correlazioni per il passaggio tra i principali indici di classificazione degli ammassi rocciosi, quella utilizzata è la seguente:

$$GSI=9\ln(Qc)+44$$

Da cui si ricava  $GSI \approx 46$ .

Tale valore è di poco inferiore a quello che può essere calcolato utilizzando i dati del rilievo strutturale (vedi Relazione Geologica):

famiglia	Dip	Dip azimuth	Spaziatura (m)
k1	17	252	0.67
k2	12	129	1.43
k3	45	149	1.11
k4	68	122	1.43
Random: Nr (n. famiglie 7)			

*Tabella e: dati rilievo strutturale*

Dalla tabella si ricava:

$$-J_v \text{ (numero fratture per metro cubo)} = 1/S_1 + 1/S_2 + 1/S_3 + 1/S_4 + N_r/5 = 5.2$$

$$-\beta \text{ (fattore di forma del blocco)} = 20 + 7(S_{\max}/S_{\min})(3/n_j) = 31.2 \text{ con } n_j = 4 \text{ (4 famiglie +random)}$$

Tale valore di  $\beta$  indica blocchi di forma prismatica (vedi tabella f sottostante)

$\beta$	FORMA
$\leq 30$	Equidimensionale
30-100	prismatica
100-750	Prismatica-tabulare
750-3000	tabulare

Tabella f: coefficiente di forma

Si calcola

$$VB \text{ (volume medio dei blocchi)} = \beta J_v^{-3} = 0.222 \text{ m}^3$$

Per mezzo delle tabelle g, h, i fornite da Russo (2009), e tradotte in italiano, è possibile procedere alla stima del valore JC con le caratteristiche delle discontinuità dell'ammasso.

Il valore JC è dato dalla equazione D.10 (Palmstrom, 1998, Russo 2009):

$$JC(\text{Palmstrom}) = JR \frac{JL}{JA}$$

Dove:

-JC: joint condition factor (adimensionale)

-JR: joint roughness factor (Tab. g)

-JA: joint alteration factor (Tab. h)

-JL: joint size factor (Tab. i)

La valutazione dei parametri JR, JA e JL viene quindi effettuata in funzione delle caratteristiche delle discontinuità e attraverso le tabelle nelle figure prima citate.

E' quindi possibile date le stime del volume medio dei blocchi e delle condizioni delle discontinuità una stima affidabile del valore di GSI e soprattutto una stima del valore di incertezza associato.

L'equazione che permette di calcolare direttamente il valore di GSI, è la seguente:

$$GSI = 153 - \frac{165}{\left[1 + (1.0526 JC^{0.5} Vb^d)^{0.44}\right]}$$

con :

$$d = 0.37 JC^{-0.2}$$

e dove:

JC: joint condition factor (adimensionale)

V<sub>b</sub>: Volume medio dei blocchi in (m<sup>3</sup>)

Tabella valutazione fattore JR (da Russo, 2009 modificato)				Punteggio JR	
<b>Ondulazioni a grande scala della superficie di discontinuità'</b>					
Grado di rugosità (a piccola scala)	planare	leggeremente ondulata	ondulata	fortemente ondulata	con scalini e a incastro (grande scala)
irregolare e con scalini	3	4.5	6	9	12
molto rugosa	2	3	4	6	8
rugosa	1.5	2	3	4.5	6
smussata	1	1.5	2	3	4
liscia o con strie di frizione	0.5-1	1	2	3	4
<b>discontinuità' Riempite Jr=1.0</b>					

Tabella g: valutazione JR

Tabella valutazione fattore JA (da Russo, 2009 modificato)				
Parte A: pareti in contatto		Descrizione	Punteggio JA	
Caratteristiche pareti				
Discontinuità' pulite				
	Pareti saldate	Dure senza alterazione, impermeabile	0.75	
	Pareti non alterate	assenza di rivestimenti o riempimenti, eccetto macchie di ruggine	1	
	Pareti alterate	Un livello di alterazione maggiore della roccia interna	2	
		Due livelli di alterazione maggiori della roccia interna	4	
Discontinuità' rivestite o con riempimento sottile				
	tipo frizionale	materiale :sabbia , quarzo, limo con calcite (no argilla)	3	
	tipo coesivo	materiale : argilla clorite , talco	4	
Parte B: discontinuità' riempite con o senza contatto tra le pareti		Punteggio JA		
			Pareti parzialmente in contatto	Pareti non in contatto
			Riempimento sottile (<5 mm)	Riempimento di elevato spessore (>5mm)
Tipo di riempimento		Descrizione		
	tipo frizionale	sabbia, quarzo, limo con calcite (no argilla)	4	8
	materiale coesivo rigido	riempimento compatto di argilla, clorite, talco (etc.)	6	10
	materiale coesivo soffice	riempimento da di argilla, clorite, talco (etc.) mediamente o poco consolidato	8	12
	materiale coesivo espandibile	riempimento di argilla espandibile	8-12	12-20

Tabella h: valutazione JA

Tabella valutazione fattore JL (da Russo, 2009 modificato)		Punteggio JL	
lunghezza discontinuita' (m)	Tipo	superficie continua	superficie discontinua
< 0.5	crepaccio	4	8
< 1.0	foliazione o base statro	3	6
0.1-1.0	discontinuita' (piccola)	2	4
1-10	discontinuita' (media)	1	2
10-30	discontinuita' (grande)	0.75	1.5
> 30	connessione o zona di shear	0.5	1

Tabella i: valutazione JL

I rilievi eseguiti indicano, mediamente i seguenti valori:

-JR=2

-JA= 7

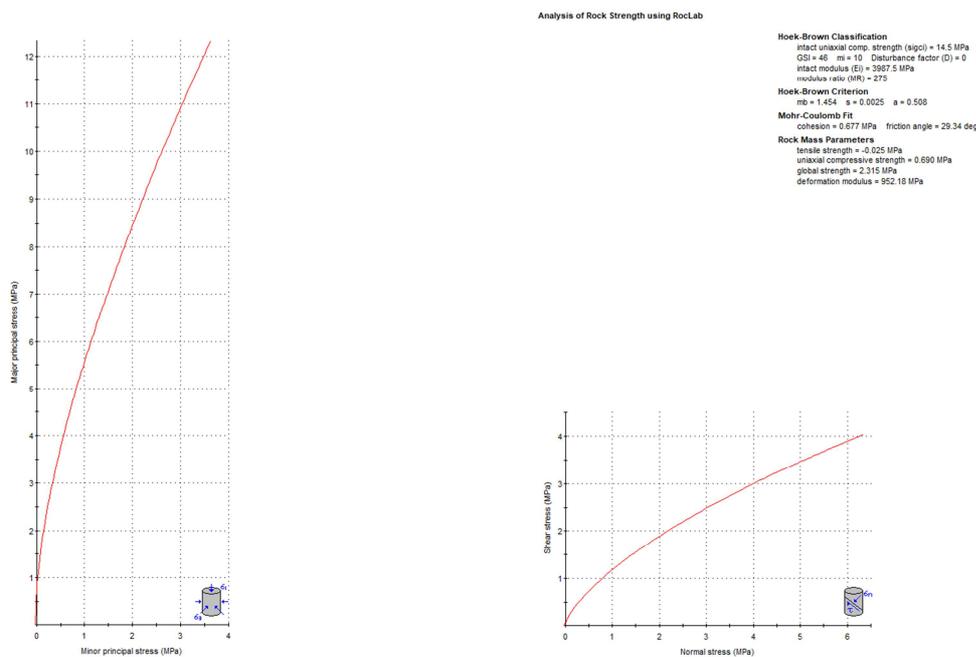
-JL=2

Risulta quindi JC=0.571 e quindi GSI=55

Si ritiene di adottare, a favore di sicurezza il valore più basso, e quindi in definitiva si assume:

**GSI=46**

A questo punto è possibile calcolare i valori dei parametri di resistenza e deformabilità dell'ammasso secondo il criterio di Hoek-Brown. All'uopo è stato utilizzato il software Roclab, che ha generato il report a pagina seguente.



In definitiva, per l'ammasso roccioso presente in loco può assumersi il modello Modello Geotecnico:

## U.Gt.-ANR

Litologia: Calcarenite e breccie

$V_p = 2000$  m/s

$V_s = 990$  m/s

$\gamma = 20$  KN/m<sup>3</sup>

$\sigma_{ci} = 14.5$  MPa

$M_i = 10$

### Parametri medi

GSI = 46

mb	s	a	E(MPa)	$\sigma_{3max}$	c(MPa)	$\phi$	K <sub>wv</sub> Kg/cm <sup>3</sup>	K <sub>wo</sub> Kg/cm <sup>3</sup>
1.454	0.0025	0.508	952	3.625	0.68	29.3°	9520/B	1142/B

Le opere in progetto coinvolgono anche manufatti esistenti in conglomerato cementizio, rappresentati dalla soletta in calcestruzzo non armato, dalle banchine portuali e dal riempimento in massi.

Nella tabella I sono indicati i valori di coesione ( $c'$ ) e angolo di frizione interna ( $\phi'$ ), in termini di resistenza al taglio, per condizioni drenate, di due tipologie standard di conglomerato cementizio caratterizzati da due diversi valori di resistenza nominale alla compressione uniassiale.

Fonte	Tipo di calcestruzzo	Resistenza nominale alla compressione e uniassiale (MPa)	Angolo frizione interna $\phi'$ (°)	Coesione $C'$ (kPa)	Resistenza a trazione (kPa)
EHE-98	HM-15	15	35	365	1216
	HM-25	25	35	513	1710
EC-2	HM-15	15	9	387	1216
	HM-25	25	9	500	1710
Ardiaca,(2009)	HM-15	15	35	365	450
	HM-25	25	35	513	750

Tabella I: resistenza del calcestruzzo

Una possibilità alternativa è una parametrizzazione semplificata dove una resistenza al taglio in condizioni non drenate ( $C_u$  equivalente) è ottenuta applicando un fattore riduttivo, compreso tra 0.25 e 0.5, al valore della resistenza a trazione del calcestruzzo (cfr. valori tabella I). In questo modo utilizzando i valori di resistenza a trazione medi proposti da EC-2 e un coefficiente correttivo di 0.3 possiamo ottenere valori di  $C_u$  (equivalenti) compresi tra 350 e 500 (kPa), Questa possibilità alternativa è chiaramente più cautelativa della precedente (per equivalenti condizioni drenate dato che non considera l'effetto di frizione interna).

È necessario poi ricordare che in presenza di strutture con danneggiamenti preesistenti (fessurazione), invecchiamento e effetti di fluidi aggressivi, i valori indicati nella tabella I dovrebbero essere opportunamente ridotti.

In definitiva per i manufatti esistenti in conglomerato cementizio, si può assumere:

**U.Gt. CLS**

$$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$$

$$c_u \text{ equivalente} = 350 \text{ KPa}$$

Per quanto riguarda il riempimento in massi il cui spessore massimo è pari a circa 7 m, si assume, cautelativamente:

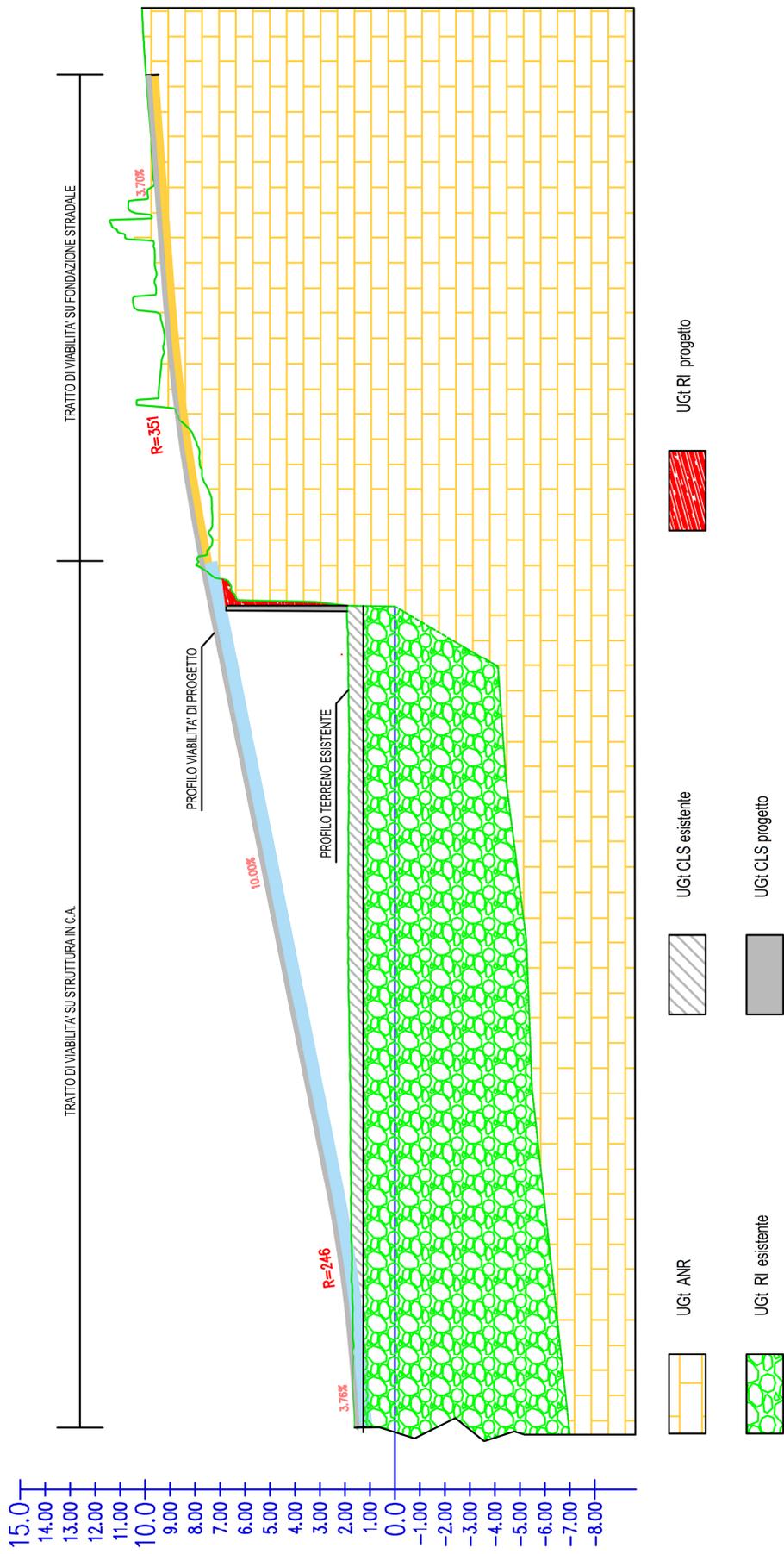
**U.Gt. RI**

$$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$c' = 0$$

A pagina seguente è riportata una sezione geotecnica schematica dell'area in cui è prevista la realizzazione della rampa di accesso.



Profilo  
Scale : 200:100  
Q.Rif. : 0.00

## Problematiche fondazionali

Eventuali opere di fondazione che dovranno essere attestate nell'U.Gt. ANR potranno essere dotate di fondazioni di tipo diretto. In letteratura esistono diverse relazioni per valutare la capacità portante ultima dell'ammasso roccioso a partire dai parametri di Hoek & Brown, la più cautelativa è quella proposta da Kulhawy & Carter 2:

$$q_u = \sigma_{ci}(s^a + (m_b s^a + s)^a)$$

Utilizzando i parametri ricavati in precedenza, risulta:

$$\mathbf{q_{ult} = 4.31 \text{ MPa}}$$

A tale valore deve essere applicato un coefficiente di sicurezza almeno pari a FS = 5 come consigliato dagli Autori:

$$\mathbf{q_{sic} = 0.86 \text{ MPa}}$$

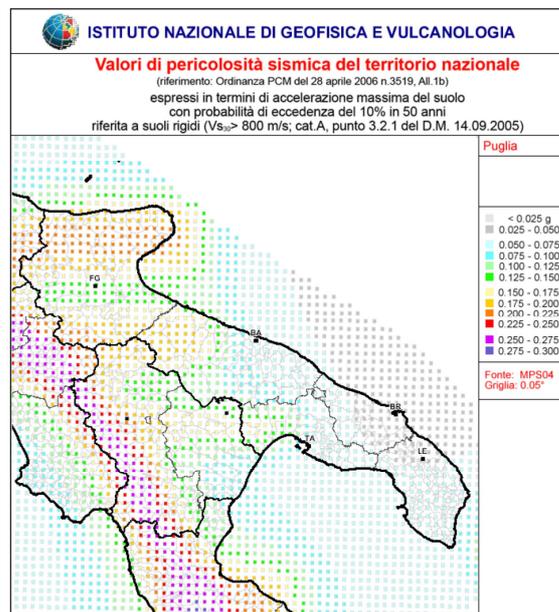
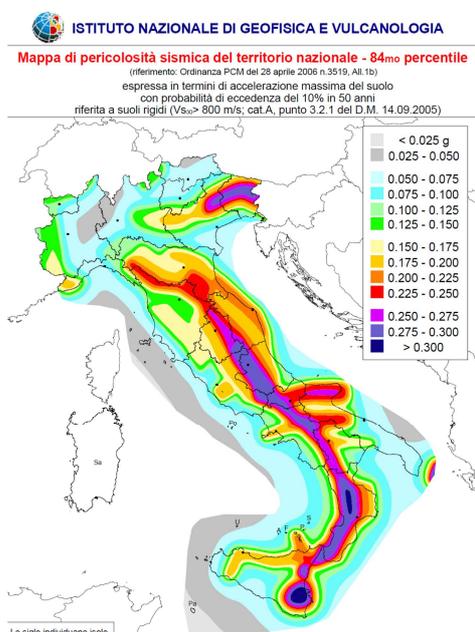
In alternativa a questi metodi si può calcolare utilizzando le classiche relazioni che si applicano con il criterio di rottura Mohr-Coulomb. I valori dei parametri equivalenti di M-C sono stati forniti in precedenza, si tratta di valori di picco che devono essere opportunamente ridotti prima di essere utilizzati. Occorre inoltre tenere presente che, come numerosi studi hanno dimostrato, per gli ammassi rocciosi la capacità portante valutata con i parametri equivalenti di Mohr-Coulomb porta a sovrastimare la resistenza.

---

<sup>2</sup> Kulhawy FH, Carter JP (1992) Settlement and bearing capacity of foundations on rock masses and socketed foundations in rock masses.

## Pericolosità sismica di base e parametri sismici

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 –Norme Tecniche per le Costruzioni- e il successivo aggiornamento (NTC 2018), la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente”. L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione, viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica. Il primo passo consiste nella determinazione di  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido). Tali valori sono forniti dall'Istituto Nazionale Geofisica e Vulcanologia (INGV) in base agli studi del Gruppo di Lavoro MPS (2004), che ha provveduto alla redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003 riportata nel Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici) – .



Per la determinazione dei parametri di scuotimento è necessario conoscere le coordinate geografiche dell'opera da verificare. Si determina quindi, la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata, nei modi chiaramente precisati dalle NTC, per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presente nel sito di costruzione e dalla morfologia della superficie. Tali modifiche caratterizzano la risposta sismica locale.

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- **$a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;**
- **Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;**
- **$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.**

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno TR considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo a:

- **$a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica,**
- **Fo e  $T_c^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica (la condizione di minimo è imposta operando ai minimi quadrati, su spettri di risposta normalizzati ad uno, per ciascun sito e ciascun periodo di ritorno).**

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- **la vita di riferimento VR della costruzione,**
- **le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.**

Tale operazione deve essere possibile per tutte le vite di riferimento e tutti gli stati limite considerati dalle NTC.

Come accennato in precedenza, tali parametri di base, sono modificati in funzione della Stratigrafia (Categorie di Suolo) e della morfologia (Condizioni topografiche) del sito, giungendo a definire la "Risposta sismica locale". La scelta del tempo di ritorno è invece funzione del tipo e della classe dell'opera da realizzare, mentre altre modifiche sono indotte dalla tipologia strutturale.

### **CATEGORIA TOPOGRAFICA**

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella tabella seguente (NTC 2008)

**Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche**

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tali categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. Nel caso in esame la categoria topografica è la T1 (morfologia pianeggiante).

### **CATEGORIA STRATIGRAFICA**

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in assenza di specifiche analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III) di seguito riportate.

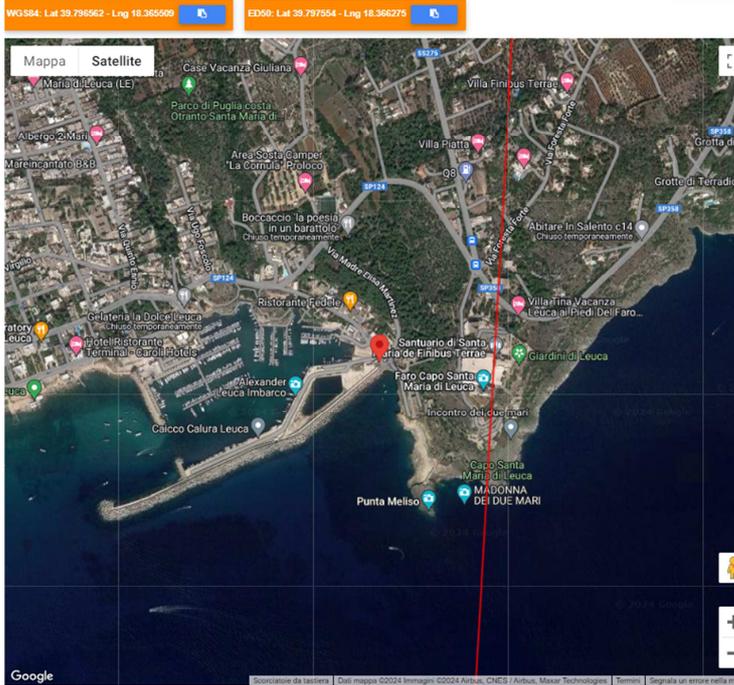
**Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.**

<b>Categoria</b>	<b>Caratteristiche della superficie topografica</b>
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità  $V_s$  di propagazione delle onde di taglio negli strati sovrastanti il bedrock sismico, se presente a profondità inferiori a 30,00 metri ( $V_{seq}$ ). In caso di bedrock posto a profondità maggiori, la  $V_s$  deve essere calcolata come media nei primi 30 m. Per le fondazioni superficiali, tali profondità sono riferite al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

L'indagine sismica ha evidenziato che il sito d'intervento presenta la categoria di suolo "A", con  $V_{s30} > 800$  m/s. Nelle pagine seguenti si riportano i parametri sismici relativi al sito di progetto. In sede di Calcolo Strutturale si scenderà più in dettaglio con la definizione dei parametri di progetto che, come accennato in precedenza, dipendono dalla Tipologia strutturale (classe di duttilità, fattore di struttura, periodo proprio di vibrazione ecc.).

# Parametri sismici



## Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

**CU = 1**

Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0.017	2.373	0.158
Danno (SLD)	50	0.023	2.385	0.223
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.068	2.622	0.459
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.098	2.550	0.478

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

## Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: A

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
CC Coeff. funz categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]: 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.003	0.005	0.014	0.020
kv	0.002	0.002	0.007	0.010
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.168	0.229	0.667	0.964
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

## Analisi di stabilità

Il grado di stabilità di un pendio o di una parete di scavo, in condizioni statiche o dinamiche, nei confronti di movimenti gravitativi, viene valutato attraverso la determinazione del cosiddetto "FATTORE O COEFFICIENTE DI SICUREZZA" indicato con il simbolo  $F_s$ .

I metodi di calcolo di  $F_s$  impiegati si basano sulle tecniche di verifica dette LIMIT EQUILIBRIUM METHOD (LEM), (Duncan 1996; Krahn 2003). Nei metodi LEM il calcolo di  $F_s$  viene effettuato su una specifica superficie di scivolamento definita entro un pendio. Dato che le porzioni potenzialmente instabili sono definibili in un spazio 3D il calcolo viene sviluppato sopra una striscia rappresentativa di larghezza unitaria, quindi bidimensionale (2D) della superficie di potenziale scivolamento.

Nella applicazione del metodo dell'equilibrio limite tale superficie separa la parte di pendio stabile da quella potenzialmente instabile. La parte stabile inferiore rimane indeformata e non subisce rotture. Si suppone che la massa superiore, fino al momento della rottura, non subisca deformazioni. Collapsi e deformazioni sono posteriori allo sviluppo di una superficie di rottura. Viene quindi assunto un comportamento a rottura rigido perfettamente plastico: non si deforma fino a quando non arriva a rottura. Tuttavia il valore di  $F_s$  si riferisce alle condizioni precedenti al fenomeno di rottura.

Per ogni superficie di potenziale scivolamento si può quindi derivare lo sforzo di taglio totale mobilitato  $\tau_m$  (domanda) e la resistenza al taglio disponibile  $\tau_f$  (capacità) e quindi è possibile

definire  $F_s$  come:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau_m}$$

Usando ad esempio il criterio di rottura Mohr-Coulomb:  $F_s$  è il fattore per cui occorre dividere i parametri della resistenza al Taglio del terreno lungo i vari tratti della superficie, per provocare la rottura del pendio lungo tutta la superficie considerata e nel medesimo tempo, ovvero:

$$\tau_f = \frac{c'}{F_s} + \frac{\sigma' \tan \phi'}{F_s}$$

Che avverrà qualora sia verificata la condizione di eguaglianza tra sforzi mobilitati e disponibili, ovvero tra domanda e capacità.

Se  $F_s > 1.0$  siamo in condizioni di stabilità, mentre per  $F_s < 1.0$  siamo in condizioni instabili dovuti a un generalizzato deficit di resistenza. Un altro assunto fondamentale dei metodi LEM è che nel caso di variabilità delle caratteristiche di resistenza al taglio lungo la superficie di scivolamento, sebbene  $F_s$  possa essere in realtà localmente variabile, si assume che  $F_s$  sia costante lungo tutta la superficie di potenziale scivolamento assunta. Ovvero abbiamo dovunque la medesima frazione di resistenza al taglio mobilitata rispetto a quella massima mobilitabile.

$F_s$  deve essere valutato entro un preciso riferimento spaziale. E' perciò necessario considerare una potenziale superficie di scorrimento nella massa del pendio e valutare tutte le forze (e momenti) agenti (ovvero che inducono lo scivolamento) e resistenti (che si oppongono allo scivolamento) su detta superficie.

In pratica, essendo infinite le superfici di scivolamento possibili,  $F_s$  viene valutato per ognuna delle superfici di un campione rappresentativo, generate con un certo criterio entro il volume del pendio assunto.

In tal modo il "FATTORE DI SICUREZZA" del pendio sarà quello che compete alla superficie di scorrimento con  $F_s$  più basso. Tale superficie è detta anche "SUPERFICIE CRITICA". Una superficie di scivolamento assunta divide in due parti distinte il pendio. Superiormente abbiamo una massa potenzialmente instabile supposta rigida e inferiormente una massa rigida stabile.

Le forze agenti sono le componenti tangenziali del peso proprio della massa e degli eventuali sovraccarichi superficiali agenti sulla superficie di scivolamento, mentre le forze resistenti sono le resistenze al taglio mobilitate nei vari punti di detta superficie che dipendono dagli sforzi normali applicati e dalla resistenza al taglio locale del suolo. Sistemi di forze interne e esterne (es. opere di rinforzo) influiscono nella stabilità globale del pendio e devono essere considerate opportunamente; cosa che viene effettuata in tutti i metodi di calcolo rigorosi che verranno trattati più avanti.

Per procedere con il calcolo di  $F_s$  la massa potenzialmente instabile viene suddivisa in conci delimitati da superficie verticali. Su ogni concio vengono valutate singolarmente le forze agenti e resistenti. L'insieme delle forze agenti sul concio singolo. Queste forze sono  $W$ =Peso del concio,  $S$ =Forza di taglio mobilitata sulla base del concio,  $N$ =Forza peso normale alla base del concio,  $U$ =Forza esercitata dal carico idraulico agente sulla base,  $T$ =Forza verticale interconcio,  $E$ =Forza orizzontale interconcio .

$F_s$  può essere determinato mediante gruppi di equazioni per l'equilibrio dei corpi rigidi, ovvero: l'equilibrio alla traslazione nelle direzioni verticali e orizzontali e l'equilibrio alla rotazione rispetto ad un punto:

$$\begin{cases} \sum V_i = 0 \\ \sum H_i = 0 \\ \sum M_i = 0 \end{cases}$$

Quando tutti i parametri di interesse sono noti si passa al calcolo di  $F_s$ . L'algoritmo di calcolo può implementare uno dei diversi metodi esistenti nell'ambito dei modelli LEM dove i procedimenti di calcolo avvengono in modo iterativo. I vari metodi, BISHOP (1955), MORGESTERN & PRICE (1965), SPENCER (1967), JANBU (1973) sono tutti riconducibili al " General equilibrium method" di FREDLUND et al. (1981), abbreviato con GLE. Questi metodi si diversificano per il tipo delle assunzioni e semplificazioni fatte per ridurre il numero delle incognite nel problema, tuttavia come mostrato in numerosi studi comparativi FREDLUND et al. (1981), Duncan (1996), la differenza percentuale dei valori di  $F_s$  calcolati generalmente non supera il 10%, che è perfettamente compatibile con il grado di incertezza insito in tale tipo di analisi.

Il software utilizzato è SSAP2010, le cui principali caratteristiche, limitatamente a quelle d'interesse per il caso in esame sono:

- Scelta tra 6 metodi di calcolo rigorosi
  - o Janbu rigoroso(1973);
  - o Spencer (1973)
  - o Sarma I (1973);

- o Morgenstern & Price (1965);
- o Correia (1988)
- o Sarma II (1979)

- Possibilità di caratterizzare geomeccanicamente gli ammassi rocciosi fratturati mediante il criterio di rottura di Hoek et al. (2002), e eseguire verifiche di stabilità allo scivolamento in pendii costituiti, del tutto o in parte, da ammassi rocciosi fratturati.)

- Possibilità di combinare in uno stesso pendio sia strati, o lenti, caratterizzati come terreni sciolti, sia strati, o lenti, caratterizzati come ammassi rocciosi fratturati usando il criterio di rottura di Hoek.

Di particolare interesse nella fattispecie, è la possibilità di utilizzare il criterio di rottura di Hoek-Brown . Questo criterio di rottura estende quello tradizionalmente utilizzato per i terreni sciolti (Mohr-Coulomb) e permette di utilizzare il metodo di verifica della stabilità mediante l'equilibrio limite anche in presenza di ammassi rocciosi fratturati, dove è necessario una metodologia che permetta di definire la resistenza al taglio dell'ammasso in termini dei parametri  $\phi'$  e  $c'$  .

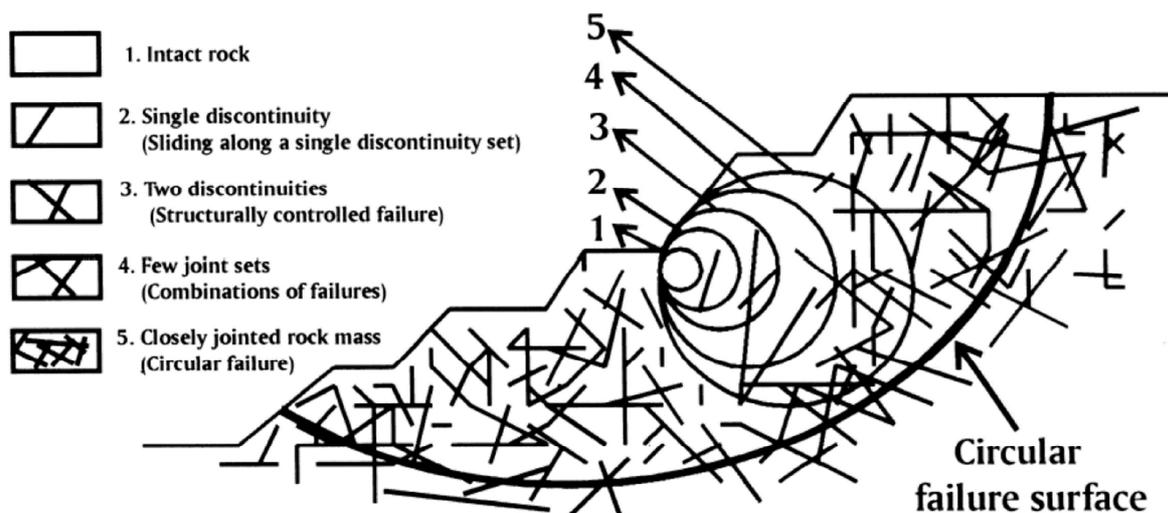
La metodologia di Hoek che si è evoluta in oltre 25 anni di studi di meccanica e ingegneria delle rocce (Hoek & Bray. 1997; Marinis & Hoek, 2001, Hoek et al.; 2002) permette attraverso una caratterizzazione delle qualità meccaniche e strutturali dell'ammasso un percorso non ambiguo che porta alla valutazione dei parametri necessari per effettuare una verifica di stabilità dei pendii.

Il campo di applicazione della metodologia è limitato ai pendii in roccia dove non sono presenti instabilità e distacchi di natura strutturale :cunei o poliedri di roccia , topplig /ribaltamenti, e caduta di massi. Tuttavia il metodo presenta una capacità di generalizzazione molto ampia, potendo spaziare dagli ammassi rocciosi in rocce consistenti, alle rocce deboli fino alle rocce tenere e agli ammassi in formazioni in facies di flysch (Marinis & Hoek; 2001).

Uno dei principi base della meccanica delle rocce è che la resistenza meccanica di un ammasso roccioso nel suo insieme è generalmente più bassa rispetto a quello degli elementi di roccia intatta che lo compongono.

La resistenza meccanica complessiva è infatti funzione della resistenza meccanica degli elementi di roccia intatta e di una serie di caratteristiche dell'ammasso: presenza e distribuzione di fessure e giunti; effetti di disturbo esterni quali scavi, trivellazione e uso di esplosivi; variabilità delle caratteristiche dell'ammasso alla scala dell'affioramento, indotta da discontinuità litologiche e strutturali: bande di alterazione e fasce milonitiche/cataclastiche, sistemi di faglie, alternanze con litologie diverse in formazioni in facies di flysch.

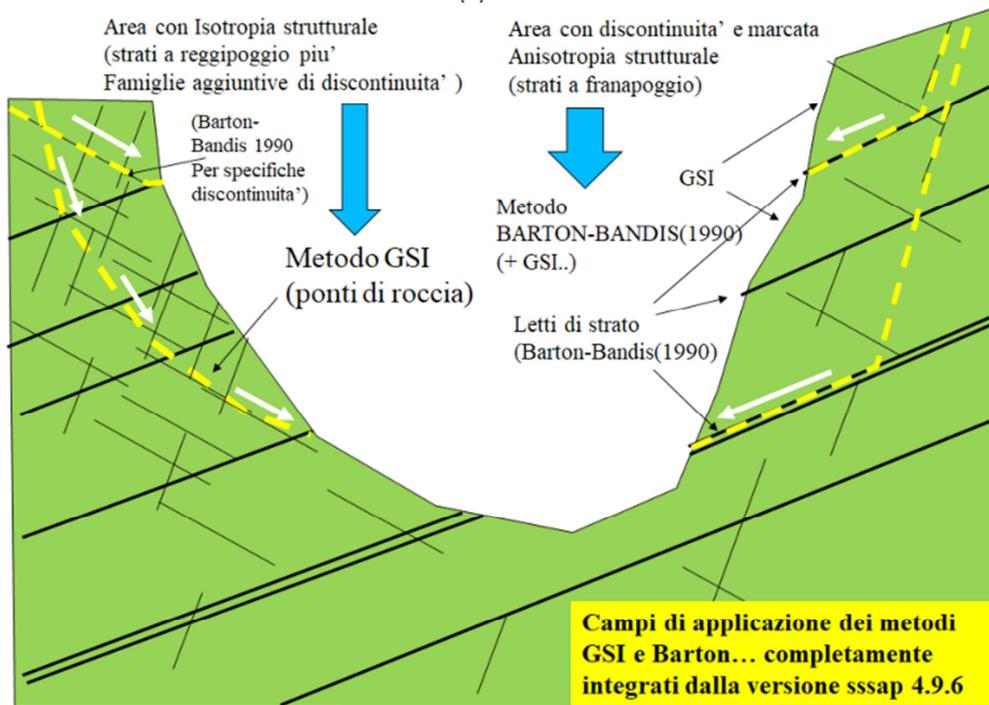
Nella figura sottostante, tratta da Sonmez et al. (1998), è rappresentato il concetto di scala, necessario per la definizione della applicabilità dei parametri di resistenza meccanica derivati dalla metodo di Hoek.



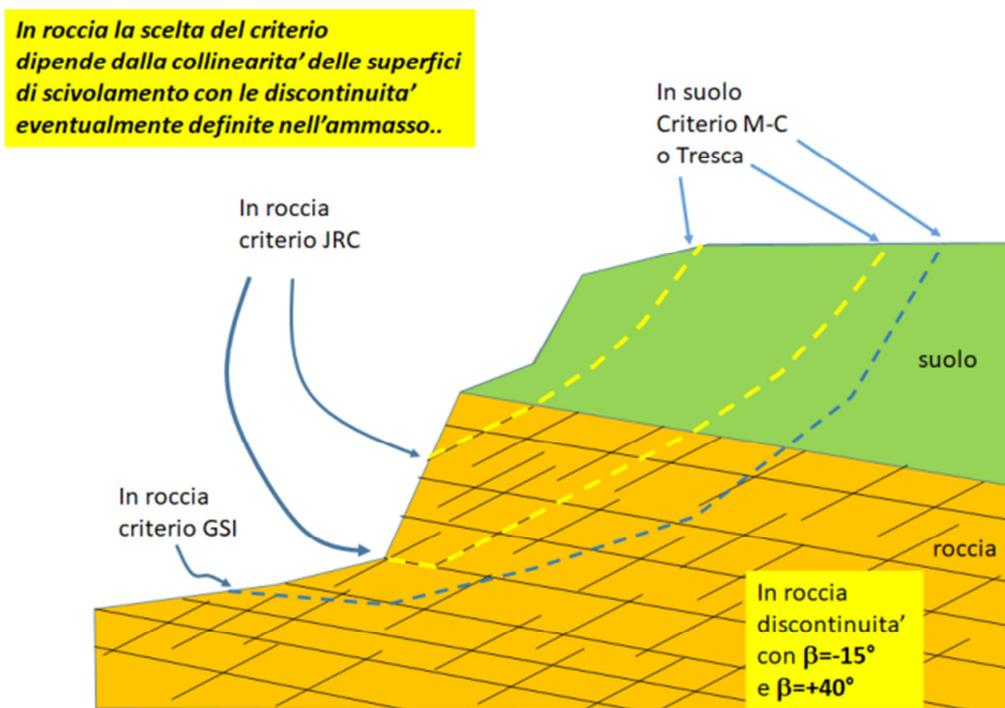
Riferendoci alla figura sopra, si osserva come nei casi 2 e 3 siano possibili essenzialmente solo distacchi e superfici di scivolamento con una dominante strutturale. Nei casi 4 e 5 si passa progressivamente a potenziali superfici di instabilità per scivolamento rotazionale di forma circolare o più in generale sub-circolare. Infatti prendendo in esame una dimensione di ammasso maggiore le singole discontinuità diventano progressivamente meno importanti per la stabilità locale e diventano prevalenti la loro distribuzione e densità nell'indebolire le caratteristiche meccaniche generali. In questo caso eventuali superfici di scivolamento potranno realizzarsi parzialmente, e localmente, anche in modo parallelo a discontinuità presenti ma in generale tagliando eventuali ponti di roccia.

Le caratteristiche degli ammassi rocciosi presenti nel sito d'interesse, e le dimensioni geometriche del problema da affrontare, autorizzano il ricorso a tale metodo di verifica.

Il software utilizzato, permette comunque di utilizzare anche i dati geometrici e geomeccanici delle famiglie di discontinuità presenti in strati già definiti con il criterio GSI. Nel caso che una specifica superficie di scivolamento generata incontri e segua una delle famiglie di discontinuità presenti, il criterio di rottura utilizzato non sarà più quello GSI ma il criterio Barton-Bandis (JRC), come esplicitato nella figura sottostante.



Durante l'attraversamento di un ammasso roccioso da parte di una superficie di scivolamento di tentativo la scelta del criterio di rottura da utilizzare automaticamente verrà fatta dal software SSAP una volta che le caratteristiche delle famiglie di discontinuità siano indicate nell'ammasso roccioso fratturato secondo il criterio indicato nella sottostante figura (criterio di collinearità). Nel caso che la collinearità locale, con le discontinuità indicate, non sia verificata o l'ammasso sia definito con i soli parametri del criterio GSI il criterio locale di rottura sarà quello GSI di Hoek et al./2002).



# Verifiche

In accordo con le Norme Tecniche per Costruzioni, paragrafo 3.2.2, il terreno di fondazione appartiene alla categoria A - Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi.

In base alle prescrizioni di normativa sono state analizzate per lo stato limite SLV:

- condizioni statiche - combinazione NTC (A2 M2 R2) ,  $\gamma_r=1.1$
- condizioni pseudo statiche (sisma)- combinazione NTC (A1 M1 R1) ,  $\gamma_r=1.2$

I parametri geotecnici dei materiali utilizzati sono i seguenti:

## **STATO DI FATTO (ANTE OPERAM)**

### **Ammasso roccioso**

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$
GSI = 46	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)
sci=14.5 MPa	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)
mi= 10	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)

### **critero di Barton Bandis (caratteristiche delle discontinuità)**

- JRC = 14 (rugosità della superficie delle discontinuità)
- JCS = 10 MPa (resistenza delle pareti delle discontinuità)
- $\phi_r = 21^\circ$  (angolo di attrito residuo –valore molto cautelativo)
- Persistenza = 10 metri
- $\beta = +20^\circ$  (inclinazione delle discontinuità rispetto al fronte)
- $\Delta\beta = 0.1$  (dispersione dei valori di  $\beta$ )

### **Soletta in calcestruzzo (pavimentazione)**

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 0$	$\phi = 0$
cu = 350 KPa	cu = 250 KPa

### **Riempimento banchina**

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 40^\circ$	$\phi = 34^\circ$
c = 0	c = 0

## STATO DI PROGETTO (POST OPERAM)

### Ammasso roccioso

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 20.00 \text{ KN/m}^3$
GSI = 46	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)
sci=14.5 MPa	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)
mi= 10	calcolati dal software (eq. Mohr_Coulomb)

### **critero di Barton Bandis (caratteristiche delle discontinuità)**

- JRC = 14 (rugosità della superficie delle discontinuità)
- JCS = 10 MPa (resistenza delle pareti delle discontinuità)
- $\phi_r = 21^\circ$  (angolo di attrito residuo – valore molto cautelativo)
- Persistenza =10 metri
- $\beta = +20^\circ$  (inclinazione delle discontinuità rispetto al fronte)
- $\Delta\beta = 0.1$  (dispersione dei valori di  $\beta$ )

### Soletta in calcestruzzo (pavimentazione)

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 0$	$\phi = 0$
cu = 350 KPa	cu = 250 KPa

### Riempimento banchina

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 21.00 \text{ KN/m}^3$
F = $40^\circ$	f = $34^\circ$
C = 0	C = 0

### Muro di contenimento

parametri caratteristici	parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)
$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 23.00 \text{ KN/m}^3$
$\phi = 0$	$\phi = 0$
Cu = 490 KPa	Cu = 350 KPa

### **Riempimento tra muro di contenimento e parete in roccia**

parametri caratteristici

$$\gamma = 18.00 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 36^\circ$$

$$C = 0$$

parametri di progetto (tab. 6.2.II NTC)

$$\gamma = 18.00 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$C = 0$$

### **Rampa e strada di collegamento alla rotatoria**

Nella sezione di verifica queste opere di progetto sono state schematizzate come un sovraccarico variabile tra 35 e 60 KN/m nel primo tratto, sino al muro di contenimento, mentre per il tratto successivo il sovraccarico è costante, pari a 35 KN/m.

Di seguito si riportano i risultati.

# STATO DI FATTO (ANTE OPERAM)

CONDIZIONI PSEUDOSTATICHE coefficiente sismico Kh 0.014 (SLV)

## Opzioni generali

**PARAMETRI SISMICI**

Coefficiente sismico orizzontale - Kh **0.0140**  Kv (negativo)

Coefficiente c=Kv/Kh **0.500**

**METODO DI CALCOLO**

**JANBU RIGOROSO (1973)**

**SPENCER (1973)**

**SARMA I (1973)**

**MORGENSTERN - PRICE (1965)**

**CHEN - MORGENSTERN (1983)**

**SARMA II (1979)**

**BORSELLI (2016)**

**TIRANTI - ANCORAGGI**

PASSIVI

ATTIVI  Attiva nuova metodologia calcolo automatica mobilitazione

**Distribuzione resistenza**

Rettangolare

Trapezoidale

**NTC2018/EC-7 - ROCCE**

DISATTIVATO

ATTIVATO

**ROCCE - Criterio Hoek et al. (2002)**

HB Generalizzato - Carranza-Torres(2004)

HB Generalizzato - Lei et al.(2016)

HB Generalizzato - Lee et Pietruszczack(2017)

**TERRE ARMATE**

Attiva calcolo automatico mobilitazione

**PARAMETRI SISMICI**

Fs di Progetto richiesto. **1.200**

[Solo per analisi DEFICIT di RESISTENZA].

**MOTORE GENERAZIONE E RICERCA SUPERFICI**

RANDOM SEARCH (RS)

CONVEX RANDOM SEARCH (CRS)

SNIFF RANDOM SEARCH (SRS) 3.2

NEW RANDOM SEARCH (NRS) 1.2

**SOLO PER CONVEX**

Convessita' limitata

Delta alpha **10.00**

**SOLO PER MOTORE SNIFF RANDOM SEARCH**

Steps di scansione **60**

Frequenza attivazione **0.75**

Variante NO-CONVEX SNIFF

No-convex oscillazione massima (gradi) **-10.00**

ottimizza tracciato discontinuita' sottili

**CONTROLLO STABILITA' NUMERICA**

% Tolleranza stress normali negativi **100 %**

% Tolleranza RHO=|Fs/Fv| >1.0 **100 %**

Limite  $T(x)/E(x)$

LIMITATO

Non LIMITATO

Stabilizzatore numerico attivo

**PALIFICATE**

Metodo calcolo

ITO-MATSUI (1975) - HASSIOTIS (1997)

KUMAR-HALL (2006) (+ conservativo)

Applicare nuova metodologia Calcolo Mobilitazione

Criterio Calcolo Mobilitazione

MAX [ Fp, E(x) ]

MIN [ Fp, E(x) ]

Fattore di riduzione Ep (NTC2018) (Variare da 1 a 100) **1.00**

% di massima mobilitazione teorica **100.00 (%)**

**SMUSSA SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO**

EFFETTO ATTIVATO

EFFETTO DISATTIVATO

Opzioni Smussatore

**ATTRATTORE DINAMICO RICERCA SUPERFICI**

DISATTIVATO

ATTIVA Modalita' 1

ATTIVA Modalita' 2

**TENSION CRACKS TESTA PENDIO**

EFFETTO DISATTIVATO

EFFETTO ATTIVATO

Riempimento Acqua

No Riempimento Acqua

Riempimento Acqua

Opzioni Tension Cracks

**FILTRAGGIO SUPERFICI**

FILTRARE

NON FILTRARE

**FORZE AGGIUNTIVE PER SUPERFICIE SINGOLA**

Forza Ea (alla Base) - kN/m **0.00**

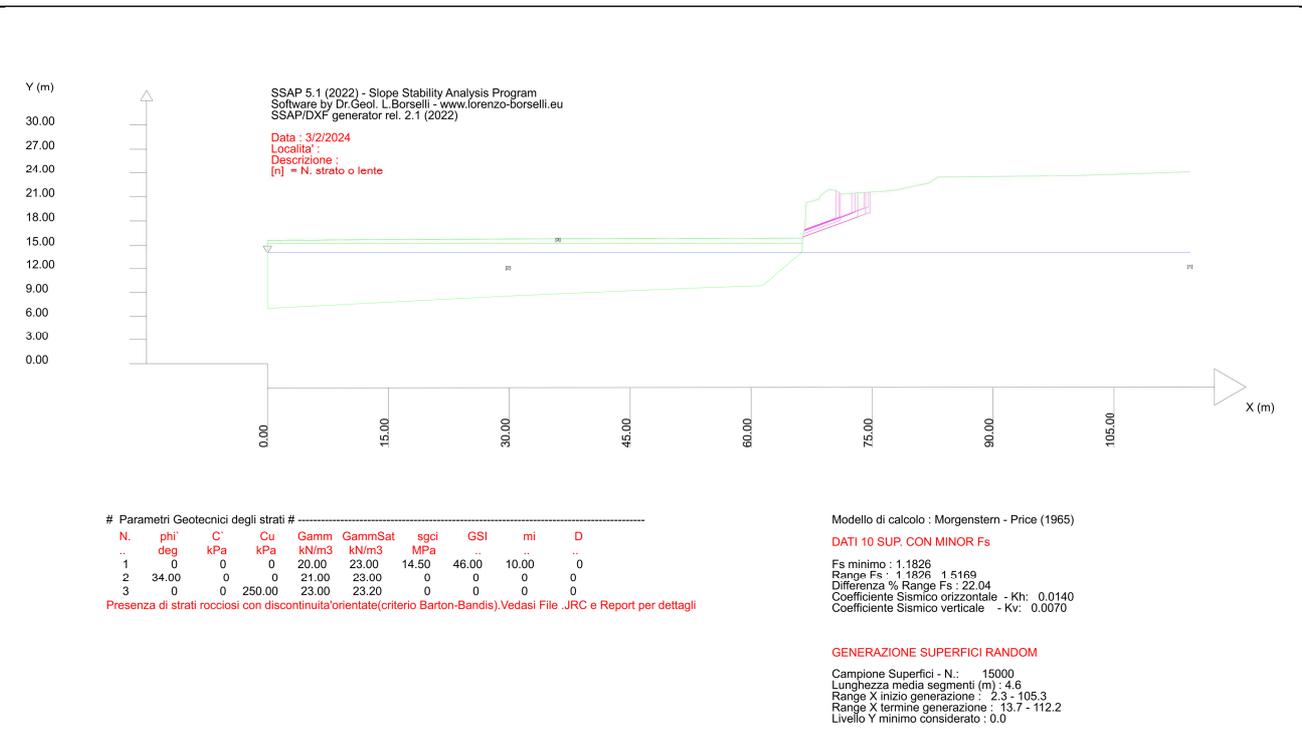
Forza Eb (in Testa) - kN/m **0.00**

**PRESENZA DI OSTACOLO INTERNO**

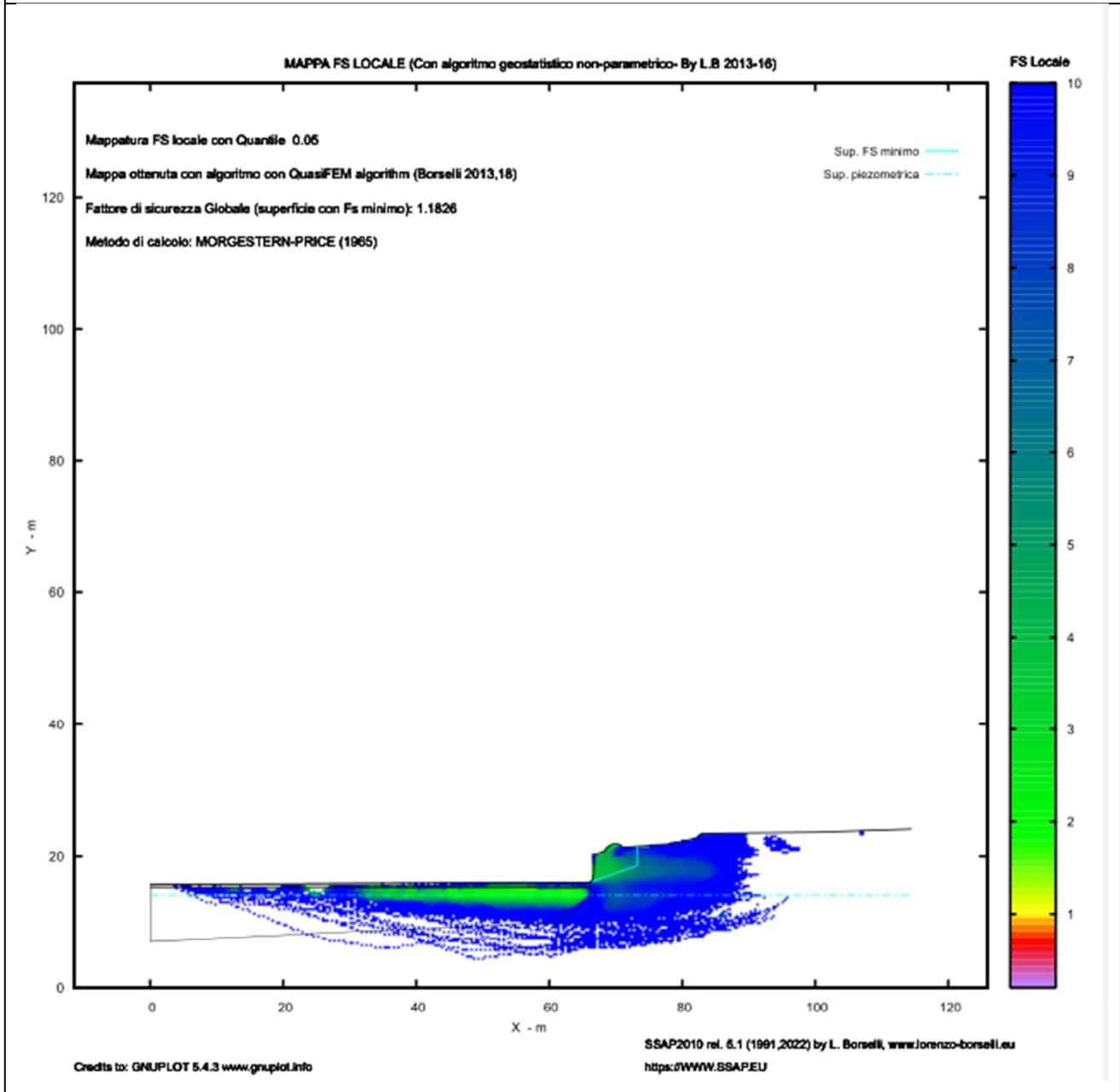
CON OSTACOLO

SENZA OSTACOLO

## Superfici con minor Fs



# Mappa FS locale



risultati Fs

## MONITOR VERIFICA

MODELLO PENDIO : **dopo3.mod**

### MODELLO DI CALCOLO

MODELLO DI CALCOLO : **Morgestern - Price (1965)**

COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (Kh) : 0.0140  
VERTICALE (Kv) : 0.0070 (Kv assunto con segno positivo)

### PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI

MOTORE DI RICERCA SUPERFICI **Random Search (RS)**

ZONA DI INIZIO - Progressive - ( m ) : da 2.29 a 105.28

ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - ( m ) : da 13.73 a 112.15

QUOTA LIMITE INFERIORE (m): 0.00

LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - ( m ) : 4.58

SMUSSA SUPERFICI: Disattivato EFFETTO TENSION CRACKS: Attivato

RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: Attivato M1 METODO ( $\lambda_0, F_{s0}$ ): C

### RISULTATI IN TEMPO REALE

Fs ITERATIVO : **31.4227**

**Fs Min.**

INTERVALLO Fs delle 10 SUPERFICI CON MINOR Fs : **1.1826 - 1.5169**

n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE: **15000 di 15000**

% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI e % STABILITA' NUMERICA : **54.527 -- 99.61**

PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETATE(%): **100.00**

Risulta: Fs min 1.18 – sezione verificata

# STATO DI PROGETTO (POST OPERAM)

CONDIZIONI PSEUDOSTATICHE coefficiente sismico Kh 0.014 (SLV)

## Opzioni generali

**PARAMETRI SISMICI**

Coefficiente sismico orizzontale - Kh:   Kv (negativo)

Coefficiente c=Kv/Kh:

**METODO DI CALCOLO**

- JANBU RIGOROSO (1973)
- SPENCER (1973)
- SARMA I (1973)
- MORGENSTERN - PRICE (1965)
- CHEN - MORGENSTERN (1983)
- SARMA II (1979)
- BORSELLI (2016)

**Metodo**

- A (rapido)
- B (rapido e accurato)
- C (più accurato)
- D (molto più accurato)

**Esplora spazio (lambda0, fs0)**

$T(x) = \lambda f(x) E(x)$

**TIRANTI - ANCORAGGI**

PASSIVI  ATTIVI

Attiva nuova metodologia calcolo automatico mobilitazione

**Distribuzione resistenza**

- Rettangolare
- Trapezoidale

**NTC2018/EC-7 - ROCCE**

DISATTIVATO

ATTIVATO

**ROCCE - Criterio Hoek et al. (2002)**

- HB Generalizzato - Carranza-Torres(2004)
- HB Generalizzato - Lei et al.(2016)
- HB Generalizzato - Lee et Pietruszczack(2017)

**PALIFICATE**

**Metodo calcolo**

- ITO-MATSUI (1975) - HASSIOTIS (1997)
- KUMAR-HALL (2006) (+ conservativo)

Applicare nuova metodologia Calcolo Mobilitazione

**Criterio Calcolo Mobilitazione:**

- MAX [ Fp<sub>m</sub>, E(x) ]
- MIN [ Fp<sub>m</sub>, E(x) ]

Fattore di riduzione Fp (NTC2018):  (% Variare da 1 a 100)

% di massima mobilitazione teorica:  (%)

**TERRE ARMATE**

Attiva calcolo automatico mobilitazione

**CONTROLLO STABILITA' NUMERICA**

% Tolleranza stress normali negativi:  %

% Tolleranza RHO=|Fs/Fv| > 1.0:  %

LIMITATO

Non LIMITATO

**Reimposta Valori Standard**  Stabilizzatore numerico attivo

**SMUSSA SUPERFICI DI SCIVOLAMENTO**

EFFETTO ATTIVATO

EFFETTO DISATTIVATO

**Opzioni Smussatore**

**ATTRATTORE DINAMICO RICERCA SUPERFICI**

DISATTIVATO

ATTIVA Modalita' 1

ATTIVA Modalita' 2

**MOTORE GENERAZIONE E RICERCA SUPERFICI**

- RANDOM SEARCH (RS)
- CONVEX RANDOM SEARCH (CRS)
- SNIFF RANDOM SEARCH (SRS) 3.2
- NEW RANDOM SEARCH (NRS) 1.2

**SOLO PER CONVEX**

Convessita' limitata

Delta alpha:

**TENSION CRACKS TESTA PENDIO**

EFFETTO DISATTIVATO

EFFETTO ATTIVATO

**Opzioni Tension Cracks**

- Riempimento Acqua
- No Riempimento Acqua
- Riempimento Acqua

**FILTRAGGIO SUPERFICI**

FILTRARE

NON FILTRARE

**SOLO PER MOTORE SNIFF RANDOM SEARCH**

Steps di scansione:

Frequenza attivazione:

Variante NO-CONVEX SNIFF

No-convex oscillazione massima (gradi):

ottimizza tracciato discontinuita' sottili

**FORZE AGGIUNTIVE PER SUPERFICIE SINGOLA**

Forza Ea (alla Base) - kN/m:

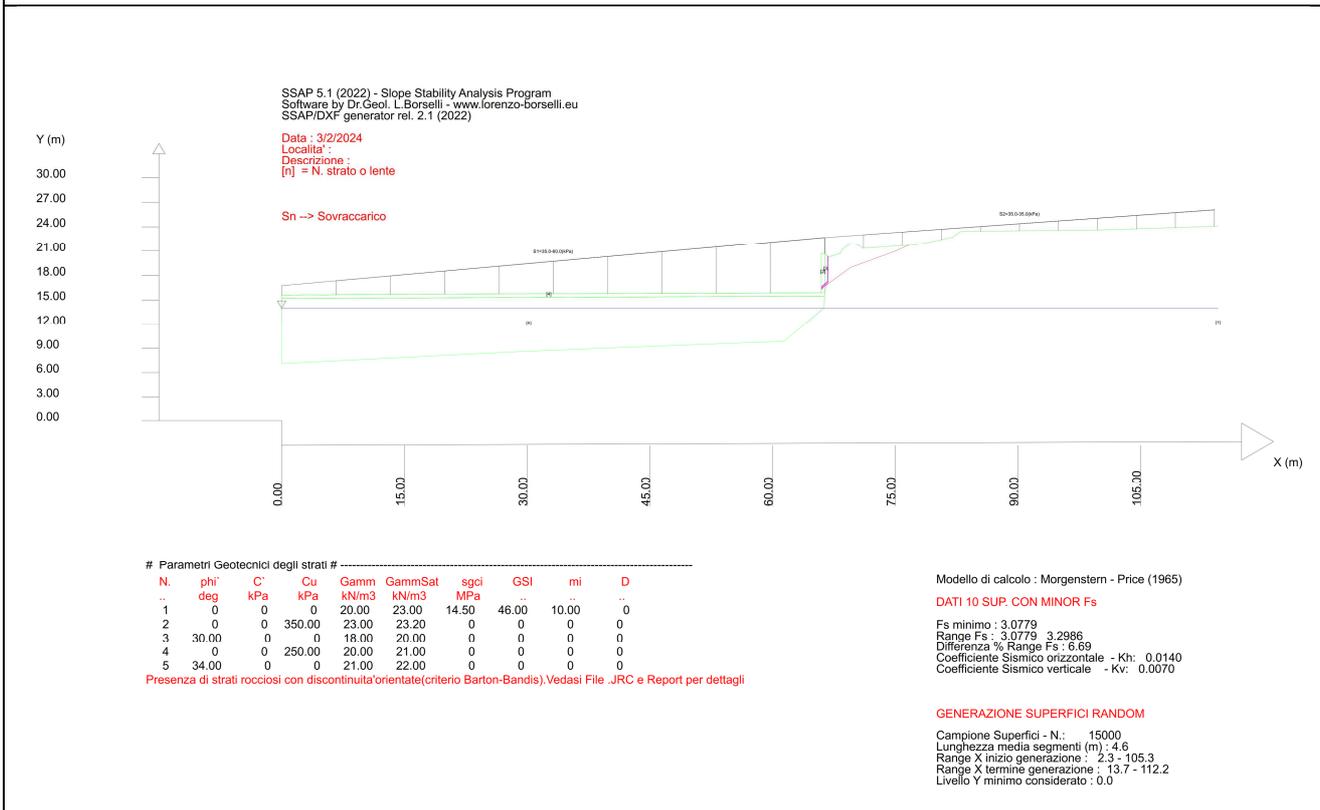
Forza Eb (in Testa) - kN/m:

**PRESENZA DI OSTACOLO INTERNO**

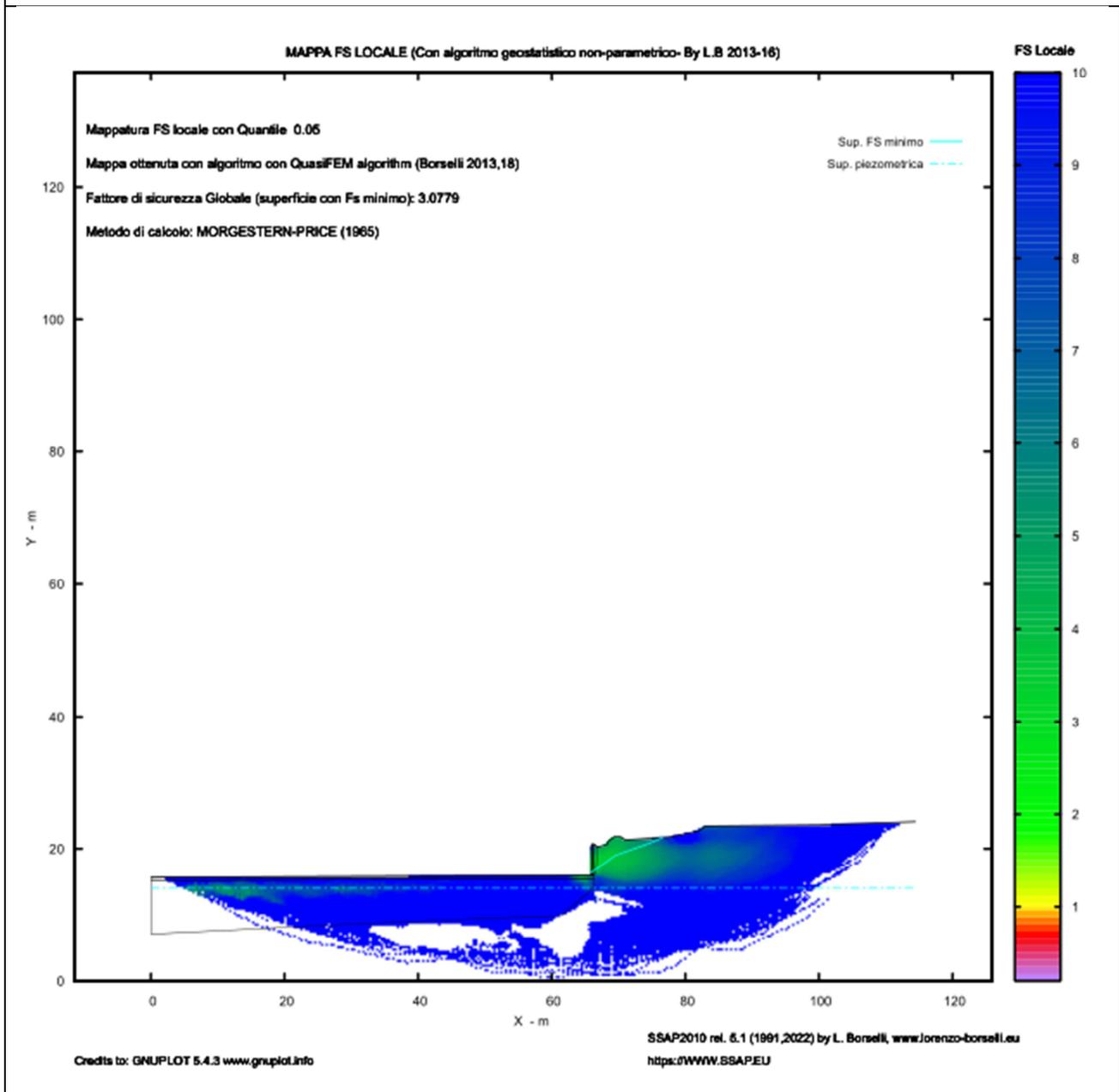
CON OSTACOLO

SENZA OSTACOLO

## Superfici con minor Fs



# Mapa FS locale



risultati Fs

**MONITOR VERIFICA**

MODELLO PENDIO : **post.mod**

*MODELLO DI CALCOLO*

MODELLO DI CALCOLO : **Morgestern - Price (1965)**

COEFFICIENTI SISMICI: ORIZZONTALE (Kh) : 0.0140  
VERTICALE (Kv) : 0.0070 (Kv assunto con segno positivo)

*PARAMETRI ATTIVI PER GENERAZIONE SUPERFICI*

MOTORE DI RICERCA SUPERFICI **Random Search (RS)**

ZONA DI INIZIO - Progressive - ( m ) : da 2.29 a 105.28

ZONA DI TERMINAZIONE - Progressive - ( m ) : da 13.73 a 112.15

QUOTA LIMITE INFERIORE (m): 0.00

LUNGHEZZA MEDIA SEGMENTI - ( m ) : 4.58

SMUSSA SUPERFICI: Disattivato      EFFETTO TENSION CRACKS: Attivato

RICERCA CON ATTRATTORE DINAMICO: Attivato M1 METODO (lambda0,Fs0): C

*RISULTATI IN TEMPO REALE*

Fs ITERATIVO : **5.3620**

**Fs Min.**

INTERVALLO Fs delle 10 SUPERFICI CON MINOR Fs : **3.0779 - 3.2986**

n. SUPERFICI GENERATE e VERIFICATE: **15000 di 15000**

% EFFICIENZA GENERAZIONE SUPERFICI e % STABILITA' NUMERICA : **63.586 -- 99.77**

**PERCENTUALE SUPERFICI COMPLETATE(%): 100.00**

Risulta: Fs min 3.08 – sezione verificata