

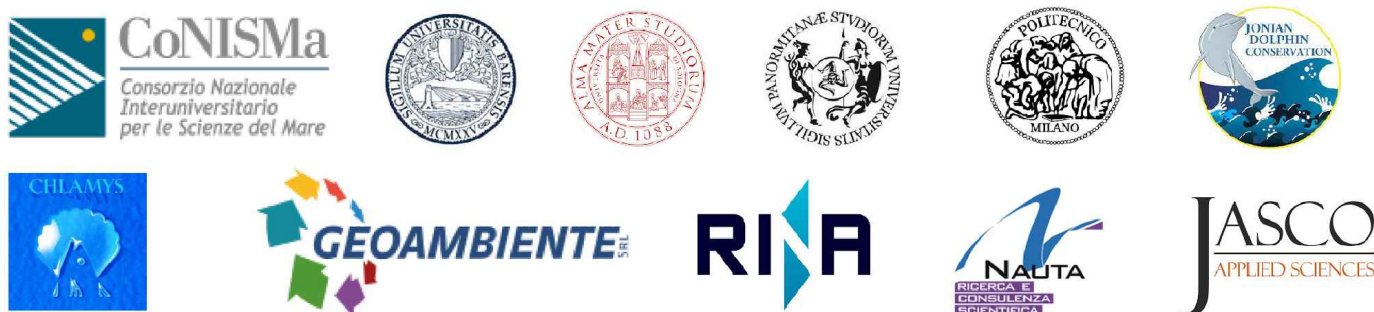
PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO PER LA
 PRODUZIONE DI ENERGIA MEDIANTE LO SFRUTTAMENTO DEL VENTO
 NEL MARE ADRIATICO MERIDIONALE - LUPIAE MARIS
 35 WTG – 525 MW

PROGETTO DEFINITIVO - SIA

Progettazione e SIA



Indagini ambientali e studi specialistici



Studio misure di mitigazione e compensazione



supervisione scientifica



1. ELABORATI GENERALI

R.1.4.1 Studio di compatibilità geologica e geotecnica - relazione

REV.	DATA	DESCRIZIONE



INDICE

PREMESSA	2
1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2 INQUADRAMENTO DEL SITO DI INTERVENTO	4
2.1 INQUADRAMENTO DEL SITO: STATO DI FATTO	4
2.2 INQUADRAMENTO DEL SITO: CARATTERI STRATIGRAFICI	7
2.3 INQUADRAMENTO DEL SITO: CARATTERI STRUTTURALI E MORFOLOGICI.....	8
2.4 INQUADRAMENTO DEL SITO: IDROGEOLOGIA	8
3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO, DELLE CARATTERISTICHE SISMICHE DELL'AREA E DELLE MODALITA' DI CALCOLO	9
3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE E MODELLO GEOTECNICO DELL'AREA	9
3.2 CONDIZIONI PIEZOMETRICHE DEL SITO E STATI LIMITE IDRAULICI	10
3.3 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	10
3.3.1 <i>Inquadramento sismico area di intervento.....</i>	12
3.4 IMPOSTAZIONE DEL CALCOLO	13
3.4.1 <i>Impostazione del calcolo: schema normativo di utilizzo</i>	13
3.4.2 <i>Impostazione di calcolo: analisi dei carichi</i>	13
3.5 INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DA VERIFICARE.....	13
4 INTERVENTO DI PROGETTO: SISTEMAZIONE DELLA FALESIA	15
4.1 DIMENSIONAMENTO DEI MASSI COSTITUENTI LA BARRIERA PROTETTIVA.....	15
5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E RISULTATI.....	19
ALLEGATI:	
- <u>Allegato 1: Planimetria degli interventi</u>	
- <u>Allegato 2: Sezioni tipologiche</u>	
- <u>Allegato 3: Certificato di validazione SPW (GeoStru)</u>	

PREMESSA

Il progetto di cui trattasi riferisce in merito alla realizzazione di un insediamento eolico offshore per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile nel bacino di mare antistante la costa settentrionale della terra d'Otranto, posizionati ad una distanza di 16,5 km e 22 km rispettivamente dai comuni di Lecce e Vernole.

L'impianto trasferirà quanto prodotto a terra attraverso dei cavidotti che saranno interrati mediante metodologia TOC nel fondo marino ad una profondità compresa tra 1÷3 m. La tecnologia TOC è stata prescelta in considerazione della forte instabilità del tratto di falesia in cui ricade l'approdo dei cavi consentendo un forte riduzione delle fasi di lavoro, delle dimensioni del cantiere, dell'azione dei mezzi sulla falesia e dell'impatto visivo (non ci sarebbero scavi a cielo aperto).

Considerato quanto detto e le finalità dell'intervento, la presente relazione di calcolo, come previsto all'art. 26 del D.P.R. 207/2010, descrive tutte le considerazioni e l'impostazione delle verifiche di stabilità della falesia, in condizione ante e post operm, sita in prossimità della centrale termoelettrica nel comune di Brindisi.

1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nella redazione della presente relazione si è fatto riferimento alla seguente normativa:

- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018).
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.”;
- Eurocodice 7 – “Progettazione geotecnica – Parte 1 – regole generali”;

2 INQUADRAMENTO DEL SITO DI INTERVENTO

2.1 INQUADRAMENTO DEL SITO: STATO DI FATTO

L'area di intervento ricade lungo il litorale in Località Cerano, compreso tra Lido e la centrale termoelettrica ENEL, in provincia di Brindisi.

L'intero Litorale è costituito da falesie, a tratti rimaneggiate a seguito dell'intervento antropico, con presenza al piede di spiaggia sabbiosa di larghezza molto ridotta e costituita da terreni sabbioso-argillosi, talora debolmente cementati, comunque facilmente erodibili dall'aggressione del moto ondoso incidente.



Nella fattispecie, la falesia oggetto di intervento è soggetta ad una forte azione erosiva dovuta all'incessante smantellamento delle mareggiate, che ne hanno determinato il deterioramento del piede instaurando condizione precarie di equilibrio. A ciò va aggiunto anche l'innalzamento medio del mare, circa 9 m negli ultimi anni, il quale ha giocato un forte ruolo a svantaggio dell'equilibrio determinando l'incremento delle superfici erodibili.

Ciò è particolarmente significativo per i litorali caratterizzati da pendenza della spiaggia emersa molto basse e per le strette spiagge sabbiose al piede di coste rocciose o di falesie.

Le condizioni di cedimento instauratesi a causa dell'erosione discendo dal forte deficit sedimentario degli ultimi decenni. Quest'ultimo ha determinato una generale tendenza all'arretramento della linea di riva sino a compromettere la stabilità dei costoni di falesia retrostanti. Il deficit è imputabile alle notevoli sistemazioni dei terreni, all'aumento dell'uso del suolo ed alla forte antropizzazione.

L'arretramento delle strette fasce di spiaggia al piede dei tratti di costa in falesia è particolarmente evidente nella stagione invernale ed in concomitanza delle mareggiate più intense durante le quali il moto ondoso investe direttamente la costa rocciosa e/o le infrastrutture esistenti.

A partire dal 2010 il sito in esame ha subito un arretramento del fronte esposto all'azione impattante del moto ondoso di circa 21 m con il conseguente crollo della viabilità esistente (ultimata nel 2003 e a servizio del polo produttivo).

I segni dell'erosione sono individuabili a partire dal 2012, anno in cui è stato possibile registrare attraverso foto satellitari i primi cigli di distacco.

Di seguito si riportano le catture satellitari differenziate per anno a dimostrazione dell'arretramento subito.



Allo stato attuale, il sito appare fortemente alterato e l'azione di arretramento indotta dall'erosione ancora in atto, come testimoniato dai report fotografici acquisiti nell'ultimo sopralluogo e qui di seguito riportati.



2.3 INQUADRAMENTO DEL SITO: CARATTERI STRUTTURALI E MORFOLOGICI

Da un punto di vista tettonico il territorio della zona della Penisola Salentina è piuttosto dolce e ciò trova corrispondenza nella non eccessiva inclinazione dei piegamenti che nel corso del tempo hanno colpito e sollevato le formazioni affioranti.

In superficie non si rilevano faglie, a parte una presunta al margine occidentale del foglio di Brindisi. Pertanto, le dislocazioni da esse derivanti sono quasi del tutto assenti oppure anteriori ai sedimenti plio-pleistocenici.

Poiché i fenomeni plicativi sono praticamente limitati ai terreni miocenici e cretaci, le loro caratteristiche sono definibili solo nelle zone di affioramento.

Dal punto di vista morfologico, l'area è caratterizzata dalla presenza di dorsali, alture e altipiani che raramente superano la decina di metri. Queste elevazioni sono generalmente allungate in direzione nord-ovest e sud-est e sono separate tra loro da aree pianeggianti più o meno estese.

Le scarpate che delimitano le alture hanno in genere inclinazioni non superiori a 20° e spesso inferiori a 10°; sono tuttavia da considerarsi ripide in rapporto alla dolcezza generale delle forme del territorio.

Anche i terreni plio-pleistocenici sono distribuiti ad altezze diverse a seconda della loro età. In generale i terreni più recenti sono addossati a terreni più antichi. In definitiva vi è una corrispondenza generale tra forme ed andamento strutturale:

- Le antiche linee di costa rimangono sottoforma di scarpate;
- Le anticlinali rappresentano zone sopraelevate, trovando corrispondenza nelle serre e nelle alture;
- Le sinclinali rappresentano zone depresse, trovando corrispondenza nelle depressioni e nei piani più bassi.

Quanto detto dimostra che nel tempo in cui l'area è stata emersa non ha subito, a parte qualche dettaglio, un apprezzabile smantellamento se si esclude quello dovuto all'abrasione marina.

2.4 INQUADRAMENTO DEL SITO: IDROGEOLOGIA

L'idrografia superficiale è molto ridotta od assente, ciò è dovuto al forte assorbimento esercitato dalle formazioni porose e/o fortemente fessurate presenti in situ.

I calcari di Melissano e le dolomie di Galatina, a causa del loro livello di fessurazione, costituiscono una vera e propria fitta rete di circolazione acquifera *"[Omissis]...Intercomunicanti tra loro sicché l'acqua di fondo le riempie totalmente, costituendo una potente falda acquifera, da tempo nota sotto il nome di falda profonda"* (V. Cotecchia, 1955).

Il livello della falda profonda, che è di zero metri in corrispondenza della costa, sale lentamente verso l'interno per la grande permeabilità delle formazioni geologiche interessate e quindi verso l'interno i livelli piezometrici sono solo pochi metri più alti del livello del mare.

La falda profonda è adagiata per galleggiamento sull'acqua del mare e la cui superficie di contatto, a livello zero in corrispondenza della costa, si approfondisce verso l'interno raggiungendo profondità dell'ordine di 1/60 circa della distanza della linea di spiaggia (V. Cotecchia, 1955-56).

Sono rari i casi in cui si possono formare falde superficiali distinte. Ciò avviene dove i livelli impermeabili impediscono le comunicazioni con la falda profonda. Livelli impermeabili di questo genere possono corrispondere alle parti più argillose della formazione di Gallipoli e delle calcareniti del Salento.

3 DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO, DELLE CARATTERISTICHE SISMICHE DELL'AREA E DELLE MODALITA' DI CALCOLO

3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE E MODELLO GEOTECNICO DELL'AREA

L'intera area di studio è stata sottoposta ad una serie di indagini geognostiche e geofisiche necessarie alla caratterizzazione degli aspetti geologici di dettaglio e del modello geotecnico caratteristico dell'area.

Prima di effettuare qualsiasi indagini in sito, noti i fenomeni di crollo che hanno interessato l'area, si è preferito svolgere una preliminare visita allo stato dei luoghi necessaria ad evidenziare gli eventuali problematiche che avrebbero potuto condizionare le indagini e le successive scelte progettuali.

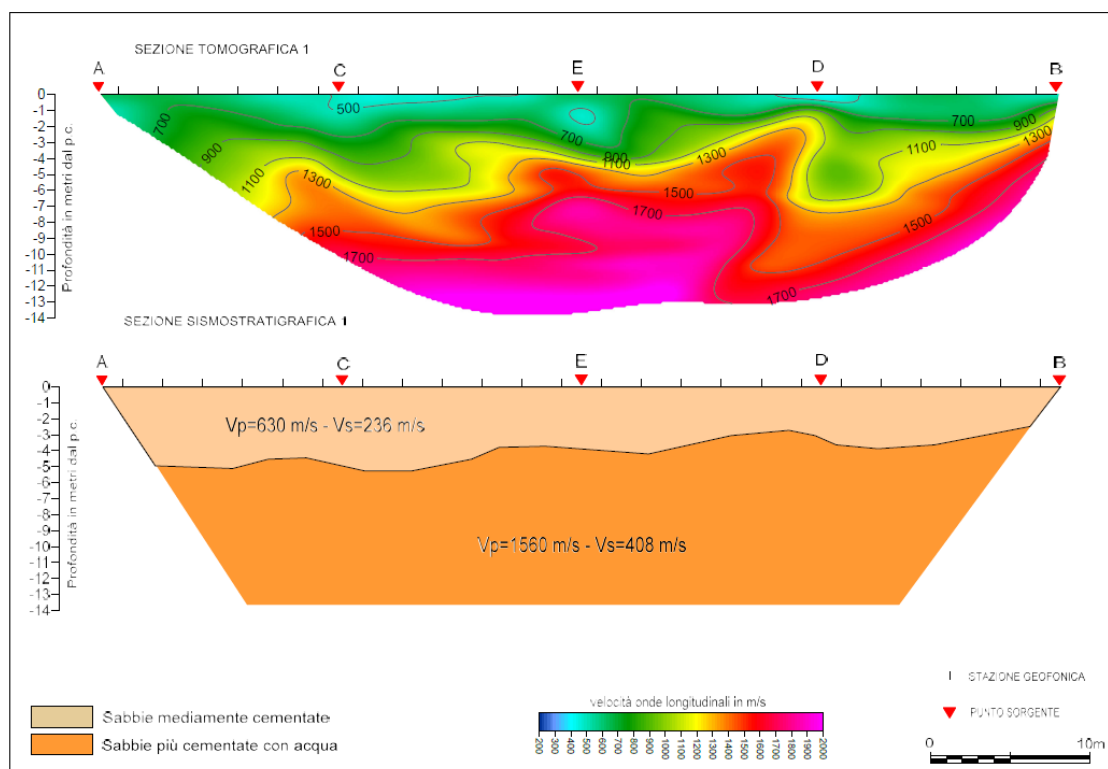
Inoltre, al fine di raccogliere a scala globale le informazioni necessarie alla progettazione, nell'ambito della prima visita preliminare è stato condotto un volo di ricognizione con drone recuperando fotografie e dati topografici di riferimento del sito.

Completa la ricostruzione ad ampia scala dell'area del canale è stato eseguito un piano di caratterizzazione sito specifico di tipo geofisico consistito nelle seguenti indagini:

- esecuzione di indagini sismiche tipo MASW per la definizione dei parametri sismici sito specifici ed il calcolo della V_{seq} ;

A quanto fatto va aggiunto il recupero dei risultati di analisi di laboratorio realizzate nell'ambito di altre progettazioni ricadenti nella medesima area di intervento

A seguire si riportano il modello stratigrafico ottenuto dalle indagini geofisiche.



Quanto ottenuto, dimostra che il sito di intervento è formato principalmente da sabbie che tra loro si differenziano per il livello di cementazione, da mediamente a più cementate.

In virtù di quanto ottenuto e considerate le dimensioni non molto estese della falesia su cui si intende intervenire, il modello geotecnico dell'area sarà semplificato considerando un unico strato omogeneo composto da sabbie mediamente cementate.

Si rappresenta che tra i due livelli litologici presenti, quelli prescelti per le analisi presenta caratteristiche meccaniche inferiori.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE						
Materiali	$\gamma_{caratter}$ [kN/mc]	γ_{prog} [kN/mc]	$c'_{caratter}$ [kPa]	c'_{prog} [kPa]	$\phi'_{caratter}$ [°]	ϕ'_{prog} [°]
sabbia mediamente cementata	17.00	17.00	10.00	8.00	28	23.04

I parametri caratteristici riportati in tabella sono quelli ridotti dei coefficienti (M2) come previsto da normativa (NTC18). Per maggiori informazioni si rimanda al paragrafo n. 3.4.1.

3.2 CONDIZIONI PIEZOMETRICHE DEL SITO E STATI LIMITE IDRAULICI

Come precedentemente anticipato al paragrafo 2.4, il livello di falda sale molto lentamente a partire dalla costa e rispetto alla quale il livello risulta praticamente coincidente con quello del mare.

In considerazione di ciò, la falda è stata considerata in tutte le verifiche di stabilità (ante e post operam) e posizionata al piede della falesia ad una distanza dal piano campagna variabile a seconda della sezione di verifica prescelta.

3.3 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La pericolosità sismica di base cambia, in accordo con quanto stabilito dalle norme tecniche (NTC18), a seconda del tipo di opera da realizzare. Per ognuna di tali opere, l'obiettivo dell'analisi è quello di valutare i coefficienti di amplificazione sismica orizzontale "kh" e verticale "kv". Le diverse opere considerate dalle norme tecniche sono:

- Stabilità dei pendii e fondazioni;
- Fronti di scavo e rilevati;
- Muri di sostegno;
- Paratie e opere provvisorie.

I parametri di entrata per il calcolo di tali coefficienti sono: il tempo di ritorno "TR" dell'evento sismico e il periodo di riferimento (dipende a sua volta dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione), con quest'ultimo, in ogni caso, non inferiore a 35 anni.

Si riportano le considerazioni utilizzate per la definizione dei parametri di amplificazione sismica nel caso della presente progettazione.

Stabilità dei pendii e Fondazioni

Nel caso di stabilità dei pendii i coefficienti kh e kv sono così determinati:

$$k_h = \beta_s \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right)$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

- β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g accelerazione di gravità.

I valori di β_s sono riportati in tabella 7.11.I delle NTC18, di seguito riportata.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa al sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = SS \cdot ST \cdot a_g$$

Ss (effetto di amplificazione stratigrafica) è funzione di Fo (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E). e del rapporto a_g/g (tab. 3.2.IV – NTC18):

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

ST (effetto di amplificazione topografica), varia con il variare delle quattro categorie topografiche (tab. 3.2.V – NTC18):

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Fronti di scavo e rilevati

Il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali; specificamente mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi avanzati di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e della capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale della forza statica equivalente possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \cdot W \text{ ed } F_v = k_v \cdot W$$

con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale definiti nel paragrafo 4.1 ed adottando i seguenti valori del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito:

- $\beta_s = 0,38$ nelle verifiche dello stato limite ultimo (SLV)

- $\beta_s = 0.47$ nelle verifiche dello stato limite di esercizio (SLD).

3.3.1 Inquadramento sismico area di intervento

Fermo restando quanto detto nel paragrafo precedente, a partire dalla caratterizzazione sismica ottenuta dalle indagini di situ (MASW e sismica a rifrazione) e in considerazione delle conclusioni indicate nella relazione geologica, per entrambi i casi sopra indicati, sono stati determinati i valori dei coefficienti di amplificazione sismica applicando le seguenti condizioni:

- Classe d'uso: II. *Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*
- Coefficiente c_u : 1,0
- Vita nominale: 50 [anni]
- Categoria sottosuolo: B. *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.*
- Categoria topografica: T2. *Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$.*

La velocità equivalente (V_{seq}) calcolata con riferimento alle indagini sismiche realizzate (MAWS) risulta pari a 406 m/s, da cui la categoria di sottosuolo "B". La scelta della categoria topografica discende naturalmente dalla acclività attuale della falesia.

PARAMETRI CASO 1: STABILITA' DEI PENDII E FONDAZIONI							
	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,200	1,630	1,200	0,003	0,005	0,166	0,200
SLD	1,200	1,560	1,200	0,005	0,002	0,233	0,200
SLV	1,200	1,290	1,200	0,013	0,006	0,618	0,200
SLC	1,200	1,250	1,200	0,016	0,008	0,775	0,200

PARAMETRI CASO 2: FRONTI DI SCAVO E RILEVATI							
	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,200	1,630	1,200	0,000	---	0,166	---
SLD	1,200	1,560	1,200	0,011	0,006	0,233	0,470
SLV	1,200	1,290	1,200	0,024	0,012	0,618	0,380
SLC	1,200	1,250	1,200	0,000	---	0,775	---

A parità di impostazioni di calcolo i parametri di amplificazione determinati nel caso di fronti di scavo risultano quelli maggiormente incidenti sulla stabilità, determinando di fatto una condizione a vantaggio di sicurezza e per tal motivo considerati nelle verifiche di stabilità.

Si precisa che, nel rispetto delle NTC18, per tutte le verifiche di stabilità globale sono stati utilizzati i valori di amplificazione sismica riferiti allo stato di salvaguardia della vita (SLV).

3.4 IMPOSTAZIONE DEL CALCOLO

3.4.1 Impostazione del calcolo: schema normativo di utilizzo

In accordo con le NTC 2018, la verifica di stabilità globale è stata eseguita applicando l'**Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2)**, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo ($\gamma_R=1.1$).

Tab. 6.2.I NTC 2018- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F o (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,10	1,30	1,00
Permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30
Variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,50	1,30

(1) Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I.
 Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II NTC 2018 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente Parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Per quanto riguarda la combinazione sismica, sono state soddisfatte le condizioni di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLV) verificando il rispetto della condizione [6.2.1] con i coefficienti di sicurezza parziali prescritti al paragrafo 7.11.1.

3.4.2 Impostazione di calcolo: analisi dei carichi

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti lungo la falesia.

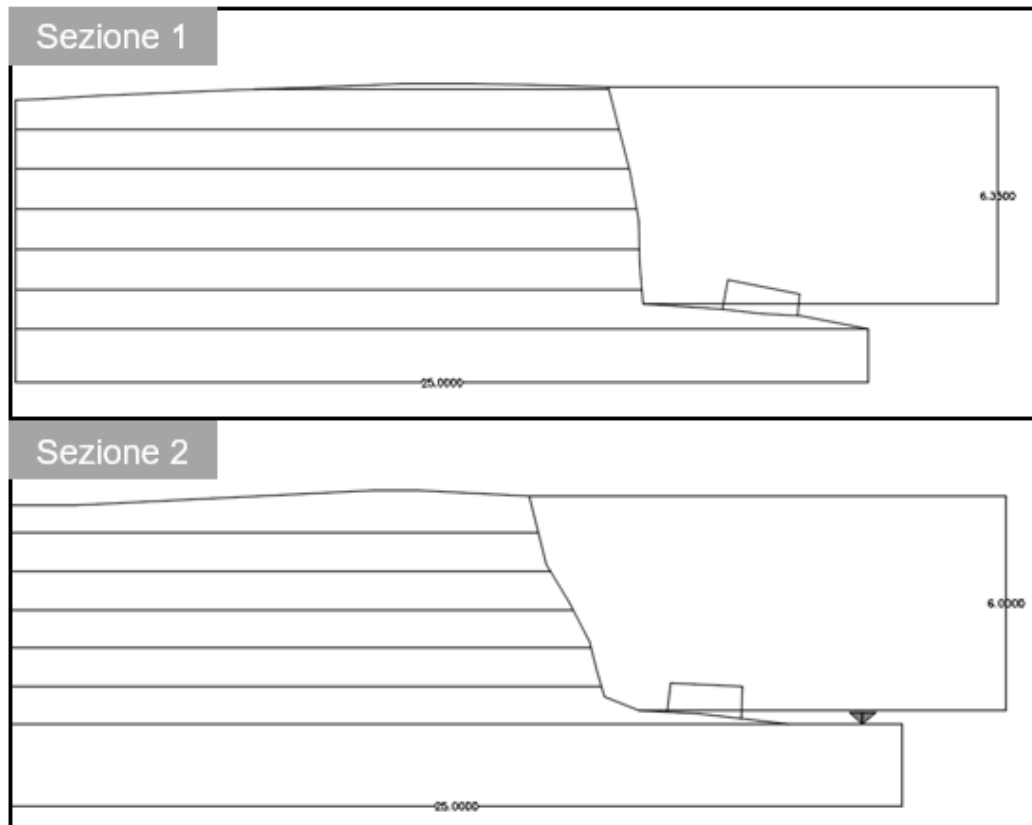
1. Azioni permanenti strutturali (G_1):
 - a. Peso proprio:
2. Azione sismica (E): Le azioni sismiche di progetto sono state definite e descritte al paragrafo 3.2 della presente relazione a cui si rimanda. La pericolosità sismica del sito è definita in termini di: ag accelerazione orizzontale massima del terreno F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale TC^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Considerata la posizione della falesia e l'uso dell'area non si rende necessario implementare ulteriori carichi di natura permanente non strutturale e carichi variabili (es. traffico veicolare).

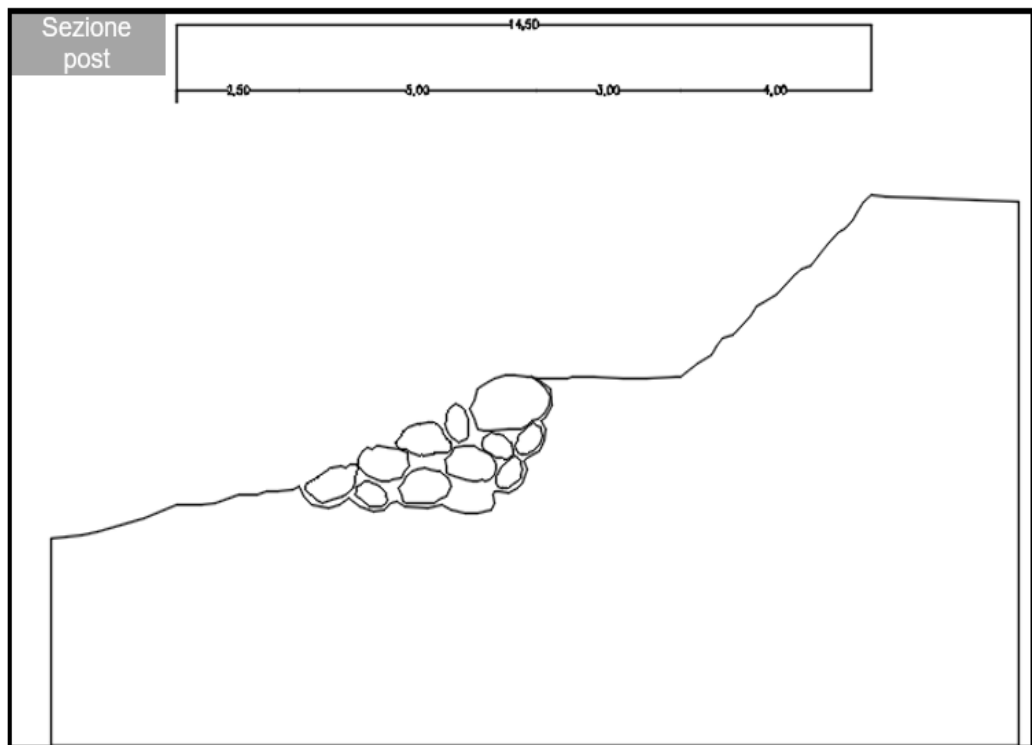
3.5 INDIVIDUAZIONE DELLE SEZIONI DA VERIFICARE

Al fine di valutare l'effetto di stabilizzazione realmente indotto dall'intervento di progetto, prima della verifica, si è proceduto all'individuazione delle sezioni critiche, nonché quelle massima pendenza del fronte esposto. In particolare, **sono state individuate due sezioni, rinominate "Sezione 1" e "Sezione 2", rispettivamente aventi altezza pari a 6,35 m e 6,00 m.**

Considerata l'opera da realizzare, la scelta di tali sezioni è dovuto esclusivamente alle dimensioni del fronte di scavo, non essendoci ulteriori elementi di criticità che intervengono nel dimensionamento.



Per quanto riguarda l'analisi post operam, questa non terrà conto di due sezioni differenti poiché la riconfigurazione del litorale sarà tale da uniformare la costa.



Si precisa che nelle verifiche non è stata considerata la scogliera a vantaggio di sicurezza, in quanto forniva un maggiore sostegno al piede della scarpata.

4 INTERVENTO DI PROGETTO: SISTEMAZIONE DELLA FALESIA

Al fine di migliorare l'assetto del tratto di costa interessato dall'approdo dei cavi marini, in accordo con gli interventi consentiti dall'art. 13 delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI, è stato previsto di realizzare un sistema di consolidamento consistente nella posa di massi naturali al piede della falesia e la formazione di una berma di circa 3 m posta ad una quota intermedia tra il livello del mare e la sommità della falesia a circa 6 m.

Il sistema di consolidamento proposto sarà accompagnato dai necessari interventi di risagomatura del costone roccioso secondo una pendenza di circa 40°.

La sistemazione prevista riprende lo stesso schema di difesa costiera adottato lungo il litorale antistante l'area della centrale ENEL al fine di rendere omogeneo quanto progettato con l'esistente. Inoltre, come osservato nel corso dei sopralluoghi, in presenza di un vincolo rigido costituito dalla barriera radente in massi naturali non si verifica lo scalzamento della falesia per effetto del moto ondoso incidente ed il litorale risulta pertanto stabile.

L'intervento in progetto sarà esteso su un tratto di costa lungo circa 110 metri compreso tra lo sbocco a mare del canale Siedi e il tratto di costa già protetto prospiciente la centrale termoelettrica.

4.1 DIMENSIONAMENTO DEI MASSI COSTITUENTI LA BARRIERA PROTETTIVA

Il dimensionamento dei massi costituenti la barriera radente a protezione della falesia è stato eseguito applicando la formula sperimentale di Hudson, di seguito indicata:

$$M_{50} = \frac{\rho_a H_s^3}{K_D \left(\frac{\rho_a}{\rho} - 1 \right)^3 \cot g\alpha}$$

con,

- M_{50} = peso medio dei massi (ton);
- H_s = altezza onda di progetto;
- ρ_a = peso specifico del masso (2,6 ton/m³);
- ρ = peso specifico dell'acqua (1,025 ton/m³);
- $\cot g\alpha$ = pendenza della mantellata (2,00);
- K_D = coefficiente di stabilità (1,2)

Per la stima dell'onda di progetto sono state adottate più formulazioni ed in particolare quelle di Munck, di Kamphuis e di Weggel allo scopo di determinare tra le tre quella di maggiore incidenza.

FORMULA DI MUNCK $\frac{Hb}{db} = 0,78$

FORMULA DI KAMPHUIS $Hb = e^{3.5m} 0,56 * db$

FORMULA DI WEGGEL $Hb = \frac{b * Hb}{1 + a \left(\frac{db}{gT^2} \right)}$

Con

- $a = 43,75 (1 - e^{-19m})$

$$b = \frac{1,56}{(1+e^{-19,8m})}$$

posto:

- h_b = profondità fondale al piede della barriera (1,5);
- m = pendenza del fondale (0,045);
- T = periodo dell'onda (10 sec).

A partire dalle ipotesi indicate sono stati ottenuti i seguenti risultati:

- $H_b = 1,17$ m (MUNCK)
- $H_b = 0,98$ m (KAMPHUIS)
- $H_b = 1,59$ m (WEGGEL)

Alla luce di tali risultati è stato adottato il risultato ottenuto dalla formula di Weggel (1,59 m), essendo questa la scelta più cautelativa ai fini della progettazione.

Per quanto riguarda il valore del coefficiente di stabilità K_D si è fatto riferimento alla seguente tabella (Shore protection manual) e utilizzando come tipologia di massi quelli a "spigoli vivi in condizioni di frangimento".

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n^3	Placement	Structure Trunk		Structure Head		Slope Cot. θ
			K_D^2		K_D		
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	
Quarystone Smooth rounded	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.0 5 5
Smooth rounded	>3	Random	1.6 ₄	3.2	1.4 ₄	2.3	
Rough angular	1	Random		2.9		2.3	
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Rough angular	>3	Random	2.2	4.5	2.1	4.2	5
Rough angular	2	Special	5.8	7.0	5.3	6.4	5
Parallelepiped ⁷	2	Special	7.0 - 20.0	8.5 - 24.0	--	--	
Tetrapod and Quadripod	2	Random	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Random	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Dolos	2	Random	15.8 ⁸	31.8 ⁸	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 ⁹ 3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	---	6.0	5
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	5
Toskane	2	Random	12.0	22.0	---	---	5
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0	7.5	9.5	5
Quarystone (K_{RR}) Graded angular	-	Random	2.2	2.5	---	---	

Utilizzando la formulazione sperimentale di Hudson e inserendo tutti i dati indicati è stato attenuato un peso medio dei massi pari a 1,20 ton a cui corrisponde un diametro medio pari a circa 0,80 m.

Nota l'entità ed il peso dei massi da posizionare sono stati determinati lo spessore della mantellata e l'altezza di risalita (formula empirica di Gimenez) rispettivamente con le seguenti formulazioni:

$$B = n K_{\Delta} \left(\frac{M_{50}}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

SPESSORE MANTELLATA

con:

- n = coefficiente maggiore di 2 e che dipende dallo spessore della mantellata;
- K_{Δ} = coefficiente idrodinamico di stabilità (1,00);

ALTEZZA DI RISALITA MASSIMA

$$R_u = H_s A_u (1 - \exp(B_u \xi_m))$$

con:

- R_u = massima quota misurata verticalmente rispetto al livello medio del mare (superata dal 2% delle onde incidenti);
- H_s = altezza dell'onda incidente (1,59 – calcolata precedentemente);
- $A_u = 1,37$ (nel caso di massi naturali)
- $B_u = -0,6$ (nel caso di massi naturali);

$$\xi_m = \frac{m_0}{\sqrt{\frac{H_0}{L_0}}}$$

- Numero di Iribarren

Applicando le precedenti relazioni sono stati ottenuti i seguenti risultati:

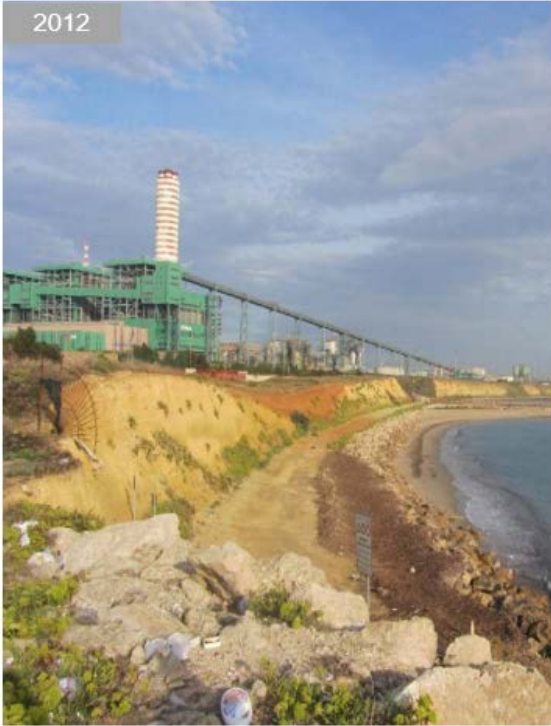
- $B = 1,55$ m (spessore mantellata);
- $R_u = 2,07$ m (altezza di runup dell'onda).

In relazione a quanto ottenuto, a vantaggio di sicurezza, è stata adottata una quota di coronamento della barriera radente pari a 2,50 m. In tali condizioni in nuovo piede della falesia risulterà protetto dalle azioni erosive delle onde frangenti.

A dimostrazione dell'efficacia dell'intervento progettato si riportano due immagini che consentono di confrontare nel tempo le condizioni di staticità della falesia prospiciente l'impianto di produzione termoelettrico di proprietà ENEL. Le foto, infatti, ritraggono la falesia nel 2012 e nel 2022 (ultimo sopralluogo).

È evidente che la scogliera fornisce una adeguata protezione delle azioni impattanti del moto ondoso riducendo nel complesso l'azione erosiva subita dalla costa.

Un altro aspetto non trascurabile è la riduzione del deficit sedimentario indotto dal ripascimento naturale prodotto dall'erosione più lenta del materiale roccioso e dalla riconfigurazione morfologica della costa. Infatti, parte del materiale scavato per il rimodellamento verrà successivamente riposizionato lungo il litorale di intervento rendendo di fatto la costa di dimensioni maggiori e senza necessità di interventi invasivi di dragaggio.



5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE E RISULTATI

Il calcolo, completo dei risultati delle verifiche di dimensionamento, è stato realizzato utilizzando il software **Slope della GeoStru**, di cui si riporta il certificato di validazione (Allegato 1). Il software consente di determinare la stabilità di pendii e versanti soggetti a sollecitazioni strutturali e no.

Considerata la ragione per cui si sta intervenendo, si precisa che allo scopo garantire una maggiore protezione dall'azione erosiva, una più lunga durabilità delle opere progettate e un più sicuro passaggio dei cavi marini, è stato scelto un fattore di stabilità minimo post operam pari a 1,20. Valori inferiori non sono stati ritenuti ammissibili.

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva dei risultati ottenuti per ognuna delle sezioni verificate.

SEZIONI	CONDIZIONE DI VERIFICA	FATTORE DI STABILITA' Fs
SEZIONE 1	Statiche	0,90
	Dinamiche	1,06
SEZIONE 2	Statiche	0,95
	Dinamiche	1,15
SEZIONE POST	Statiche	1,80
	Dinamiche	2,16

Tutte le verifiche sono state realizzate tenendo sia in condizioni statiche che sismiche.

Il metodo di verifica di stabilità prescelto è stato quello di Morgenstern and Price.

I valori del fattore di stabilità nelle condizioni post-operam risultano essere maggiori del valore minimo imposto nella progettazione ($F_s = 1,2$) definendo l'efficacia dell'intervento progettato.

Legenda

Opere di progetto

- Elettrodotto di connessione AT on shore
- Elettrodotto di connessione AT mare
- Punto di approdo - Vasca giunto
- SE RTN Brindisi

Piano di Assetto Idrogeologico (PAI)

Pericolosità geomorfologica

- PG1
- PG2
- PG3

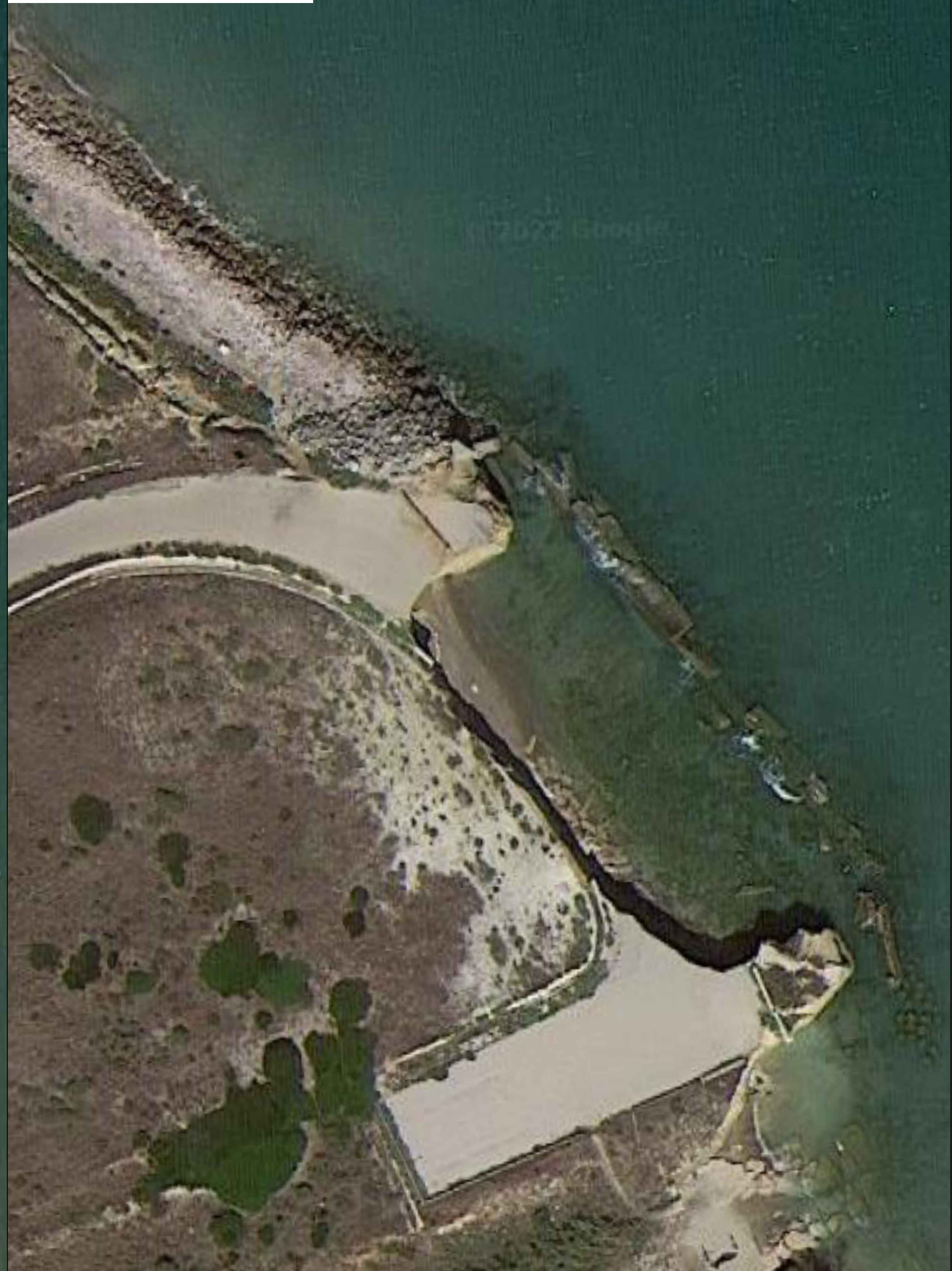


ALLEGATO 1:
PLANIMETRIA DEGLI INTERVENTI

PLANIMETRIA STATO DI PROGETTO
Scala 1:500



PLANIMETRIA STATO DI FATTO
Scala 1:500



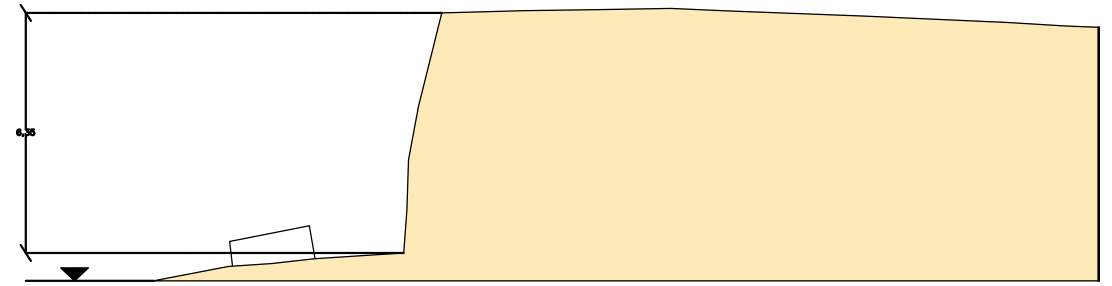
ALLEGATO 2:
SEZIONI TIPOLOGICHE

PLANIMETRIA STATO DI PROGETTO
Scala 1:750

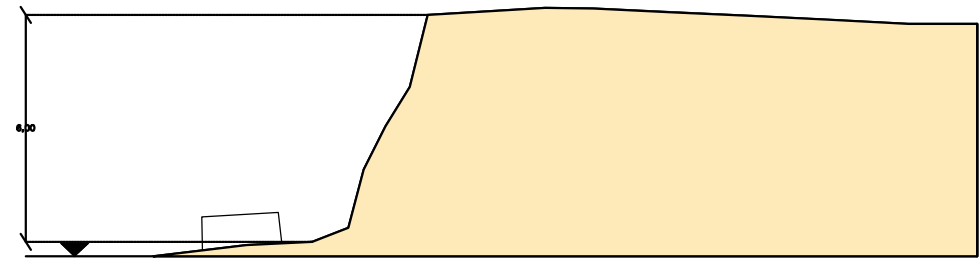


SEZIONI ANTE OPERAM
Scala 1:200

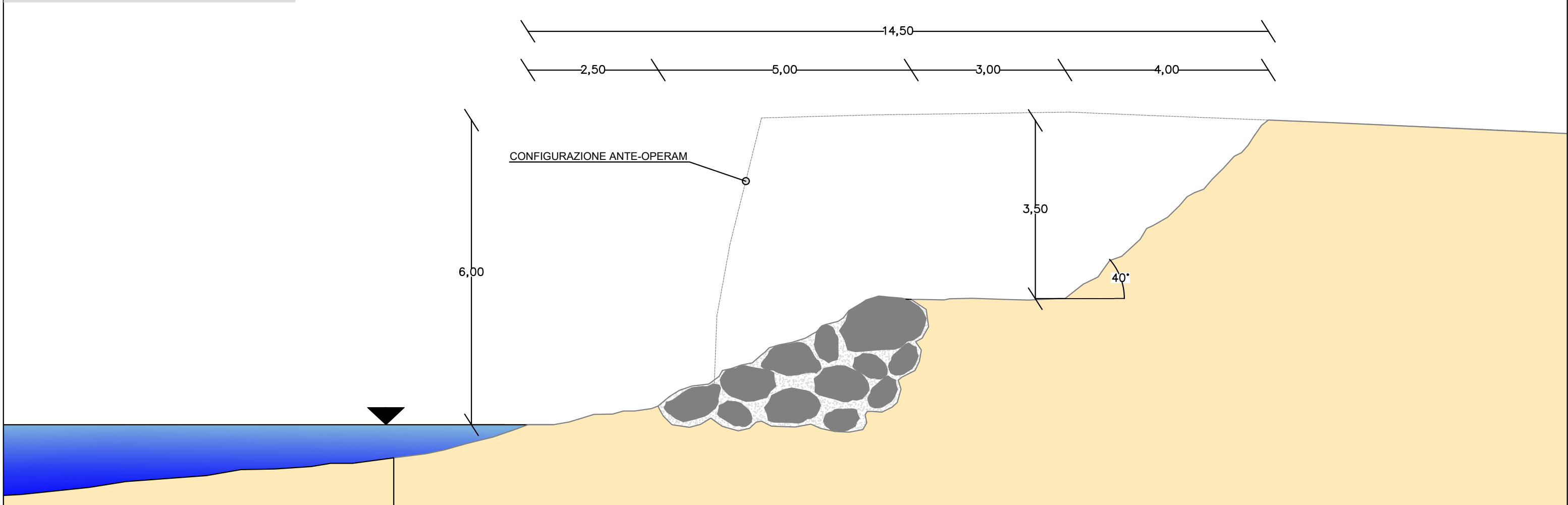
SEZIONE n. 1



SEZIONE n. 2



INTERVENTI DI PROGETTO
Scala 1:75



ALLEGATO 3:
CERTIFICATO DI VALIDAZIONE SLOPE (GeoStru)

Validazione del codice di calcolo

Informativa sull'affidabilità dei codici di calcolo D.M. 17-01-2018 paragrafo 10.2.

Sono stati forniti degli esempi di calcolo, in allegato a questo documento, al fine di verificare la validità delle procedure di calcolo ed effettuare le procedure di controllo con altri strumenti di calcolo.

I **software GeoStru** sono dotati di sistemi di controllo dei dati di input e di output molto sofisticati i quali sono in grado di rilevare errori gravi tali da non consentire le corrette elaborazioni.



SLOPE

INDICE

Validazione del codice di calcolo	1
1 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
2- DEFINIZIONE	3
3-INTRODUZIONE ALL'ANALISI DI STABILITA'	3
3.1 - Metodo equilibrio limite (LEM)	3
3.1.1 - <i>Metodo dei conci</i>	4
3.1.1 - <i>Metodo di FELLENIUS (1927)</i>	5
3.1.3 - <i>Metodo di BISHOP (1955)</i>	5
3.1.4 - <i>Metodo di JANBU (1967)</i>	5
3.1.5 - <i>Metodo di BELL (1968)</i>	6
3.1.6 - <i>Metodo di SARMA</i>	7
3.1.7 - <i>Metodo di SPENCER</i>	8
3.1.8 - <i>Metodo di MORGENSTERN E PRICE</i>	9
4-VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	10
5-RICERCA DELLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO CRITICA	10
<i>Esempio 11.5 – Colleselli-Soranzo [FILE: EX11.5 Colleselli-Soranzo]</i>	11
<i>Esempio 15.A.2 – Cestelli - Guidi [FILE: EX15.A.2 - Cestelli Guidi]</i>	11
Conclusioni	11

1 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni (NTC 2018)

Norme tecniche per le Costruzioni (NTC 2008)

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali. Eurocodice 8

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2- DEFINIZIONE

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

3-INTRODUZIONE ALL'ANALISI DI STABILITA'

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale.

A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

- a) Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
- b) In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

3.1 - Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (τ) e confrontate

con la resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza $F = \tau_f / \tau$. Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (*Fellenius, Bishop, Janbu ecc.*). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci

3.1.1 - Metodo dei conci

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali
 - N_i agenti sulla base di ciascun concio;
 - n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i
 - $(n-1)$ forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
 - $(n-1)$ forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
 - n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i ;
 - $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

mentre le equazioni a disposizione sono:

- Equazioni di equilibrio dei momenti n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
- Equazioni relative al criterio di rottura n
- Totale numero di equazioni $4n$

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a

$$i = (6n-2)-(4n) = 2n-2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quando si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia, ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite. I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

3.1.1 - Metodo di FELLENIUS (1927)

Con questo metodo (*valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare*) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
 - n valori delle forze da taglio T_i ;
 - 1 fattore di sicurezza.
- Incognite ($2n+1$)

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- 1 equazione di equilibrio dei momenti globale.

$$F = \frac{\sum \{c_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \varphi_i\}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

3.1.3 - Metodo di BISHOP (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali.

Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_v = 0, \sum M_0 = 0, \text{ Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i + \Delta X_i) \cdot \tan \varphi_i\} \cdot \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

3.1.4 - Metodo di JANBU (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi. Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio) a tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i + \Delta X_i) \cdot \tan \varphi_i\} \cdot \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \cdot \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \cdot \tan \alpha_i}$$

Assumendo $\Delta X_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario.

Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_o F$$

dove f_o è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici.

Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.

3.1.5 - Metodo di BELL (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio s e t agenti sulla superficie potenziale di scivolamento.

Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da *Taylor*.

In accordo con la legge della resistenza di *Mohr-Coulomb* in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i \cdot b_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi_i}{F}$$

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

c_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

$$\sigma_{ci} = \left[C_1 \cdot (1 - K_z) \frac{W_i \cdot \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 \cdot f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione: $W_i \cos \alpha_i / L_i$ = valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei conchi. Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$

Dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i -esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno $K_z g$ può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$. Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} \cdot L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 .

Si assume una relazione di linearità tra detto coefficiente, determinabile tramite la regola di Cramer, ed il fattore di sicurezza

$$F = F(2) + \left(\frac{1 - c_3(2)}{c_3(2) - c_3(1)} \right) (F(2) - F(1))$$

Il corretto valore di F può essere ottenuto dalla formula di interpolazione lineare:

dove i numeri in parentesi (1) e (2) indicano i valori iniziale e successivo dei parametri F e C_3 .

Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

3.1.6 - Metodo di SARMA

Il metodo di **Sarma** è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta E_i$$

Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$\Delta E_i = 0$$

$$\Delta X_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel metodo di **Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:

$$* \sum \Delta X_i \cdot \tan(\Psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$* * \sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \tan(\Psi'_i - \alpha') + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di K (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione K corrispondente al fattore di sicurezza $F = 1$, ossia l'*accelerazione critica*.

Si ha pertanto:

$$K = K_c \text{ accelerazione critica se } F = 1$$

$$F = F_s \text{ fattore di sicurezza in condizioni statiche se } K = 0$$

La seconda parte del problema del Metodo di **Sarma** è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

3.1.7 - Metodo di SPENCER

Il metodo è basato sull'assunzione:

- a) le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ .

b) tutti i momenti sono nulli $M_i = 0 \quad i=1 \dots n$

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale al metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$.

Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \sum Q_i R \cdot \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F + \tan \varphi \tan(\alpha - \theta)}{F} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\sum (Q_i R \cos \theta) = 0$$

$$\sum (Q_i R \sin \theta) = 0$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

$$2) \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze.

In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia $F_{sm} = F_{sf}$.

3.1.8 - Metodo di MORGENSTERN E PRICE

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante.

La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.

La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse.

Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza Fs, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.

Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F} + \tan \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \tan \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \tan \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E \cdot \gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

Queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.

Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

4-VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudostatico.

Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x \cdot W$$

$$F_V = K_y \cdot W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W : peso concio
- K_x : Coefficiente sismico orizzontale
- K_y : Coefficiente sismico verticale

I risultati, in termini di carico limite al netto del fattore di sicurezza, sono

5-RICERCA DELLA SUPERFICIE DI SCORRIMENTO CRITICA

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici. Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia

mxn e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Esempio 11.5 – Colleselli-Soranzo [FILE: EX11.5 Colleselli-Soranzo]

Il caso si riferisce ad uno scavo in terreno costituito da argilla con una resistenza di taglio senza drenaggio $c_u=3\text{t/m}^2$, con angolo di attrito interno $\varphi=0$ e con un peso di volume $\gamma=1.8\text{ t/m}^3$.

Si esamini il problema della verifica di stabilità con il metodo dei conci o svedese. Il risultato, presentato in termini di fattore di sicurezza, è il seguente:

$$FS_{\text{SLOPE}}=1.63$$

$$FS_{\text{TESTO}}=1.66$$

$$\frac{FS_{\text{SLOPE}} - FS_{\text{TESTO}}}{FS_{\text{TESTO}}} \% = -1.84\%$$

Esempio 15.A.2 – Cestelli - Guidi [FILE: EX15.A.2 - Cestelli Guidi]

Si verifica, con riferimento alle condizioni di rottura (equilibrio limite ultimo), la stabilità di una scarpata, a lungo termine od in condizioni drenate (condizioni più svantaggiose), in una argilla sovraconsolidata non fessurata microscopicamente avente $c' = 1\text{ bar}$, $\varphi'=18^\circ$ e $\gamma=1.7\text{ t/m}^3$.

Il risultato, presentato in termini di fattore di sicurezza, è il seguente:

$$FS_{\text{SLOPE}}=1.77$$

$$FS_{\text{TESTO}}=1.82$$

$$\frac{FS_{\text{SLOPE}} - FS_{\text{TESTO}}}{FS_{\text{TESTO}}} \% = -2.47\%$$

Conclusioni

Si evidenzia dai test effettuati l'affidabilità del software in oggetto. Si riscontrano scarti minimi nella valutazione del fattore di sicurezza dovuti ad approssimazioni di tipo numerico.