



COMUNE DI PORTO AZZURRO

Provincia di Livorno

Oggetto:

Intervento di messa in sicurezza del versante a monte della spiaggia di Terranera

Stato della progettazione:

Progetto definitivo_esecutivo



STUDIO TECNICO ASSOCIATO **INGEO**

Ing. Lorenzo Corsini e Ing. Ilaria Casanova
Piazza Cavour n. 14 - 58024 Massa Marittima (GR)
Tel.: 0566902273 - Fax: 0566905789
e-mail: studioassociatoingeogmail.com

Il tecnico:

Ing. Lorenzo Corsini



Elaborato:

RELAZIONE STRUTTURALE

Data: 05/05/2020

Ubicazione: Spiaggia Terranera, Porto Azzurro (LI)

Committente:

Comune di Porto Azzurro
Banchina IV Novembre n.19
57039 Porto Azzurro (LI)

Elaborato

RS

1. Premessa

La spiaggia di Terranera è una delle spiagge più suggestive dell'Isola d'Elba. La particolarità di questo luogo è dovuta al bellissimo laghetto di Terranera (da cui la spiaggia prende il nome): un piccolo specchio d'acqua di colore verde smeraldo, in netto contrasto con il blu intenso del mare. La spiaggia è in realtà suddivisa in due lidi:

1. quello più a sud, è caratterizzato da un tratto coperto di una luccicante sabbia nera, scintillante dalle pagliuzze di ematite (oggetto dell'intervento);

2. l'altro è uno stretto litorale lungo circa 120 metri che separa il verde laghetto d'acqua dolce dal mare e si presenta con colori rossastri e tratti di sabbia nero brillante.

La particolarità della spiaggia è la sua colorazione per la presenza di polvere di ematite e pirite, minerali di ferro di cui l'Isola d'Elba è molto ricca. Lungo l'arenile inoltre sono ancora presenti resti dell'antica cava che testimoniano l'attività estrattiva e della lavorazione mineraria e sulla destra, un sentiero lungo la scogliera attraversa la miniera di ferro abbandonata, conducendo alla vicina spiaggia di Reale. Dopo le continue mareggiate avvenute in questi anni, lo scenario è completamente cambiato in quanto nel lido a sud, il mare ha completamente eroso una porzione del versante dando origine ad una piccola frana del versante a ridosso del rudere pericolante della miniera creando quindi un pericolo per i visitatori e fruitori della spiaggia. Inoltre è presente lungo la spiaggia un grosso elemento in cemento caduto dall'alto e ormai assestato sulla riva tale da confermare l'abbandono dell'area mineraria. Data l'importanza storica e naturalistica della spiaggia è opportuno intervenire al meglio per rendere fruibile il lido in piena sicurezza. L'intervento riguarda la messa in sicurezza di una porzione di versante a monte di questa spiaggia mediante la realizzazione di una scogliera in massi ciclopici tali da uniformarsi con il paesaggio stesso e non alterare l'aspetto naturale del luogo. Verrà rimosso anche il grosso resto in cemento armato caduto dalla miniera e le strutture pericolanti del fabbricato (circa 2m di muratura ammalorata limitrofa alla frana e le strutture in acciaio pericolanti) che potrebbero cadere lungo la spiaggia e creare un pericolo per i passanti.

Per la messa in sicurezza del versante sarà quindi prevista una scogliera con massi naturali, calcarei, compatti non gelivi per costruzione e/o rifiorimento, di II categoria di peso tra i 1001 kg e 3000 kg. Le opere sono verificate nel rispetto delle seguenti normative tecniche:

- D.M. 17/01/2018 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”
- Circolare applicativa del C.S.LL.PP. n. 617 del 2/02/2009
- UNI EN 1998-5:2005“*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici*”

Questo tipo di intervento ricade in quegli interventi **privi di rilevanza** ovvero opere minori per il quale si procede con un progetto ed un deposito semplificato a seguito della **Legge Regionale 22/11/2019, n. 69 art. 40 comma 1 e 2** che citano “*Interventi privi di rilevanza art. 170bis.*”

1. *sentito il Comitato tecnico scientifico per il rischio sismico di cui all’articolo 3 bis della legge regionale 16 ottobre 2009, n. 58 (Norme in materia di prevenzione e riduzione del rischio sismico), sono individuati interventi strutturali privi di rilevanza di cui all’articolo 94 bis, comma 1, lettera c), del d.p.r. 380/2001, elencati dal regolamento di cui all’articolo 181 che cita “.....c) interventi “**privi di rilevanza**” nei riguardi della pubblica incolumità: gli interventi che, per loro caratteristiche intrinseche e per destinazione d'uso, non costituiscono pericolo per la pubblica incolumità.....”*

2. *gli interventi di cui al comma 1 sono soggetti a deposito presso il comune.*

.....”

Il dimensionamento di massima, utilizzato anche come validazione dei calcoli, è fatto con riferimento alle N.T.C. 2018 e al DM 11/03/1988 “*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*”.

2. Verifiche della scogliera

Sotto l’aspetto statico la scogliera in massi di II Categoria è una struttura a gravità appoggiata al terreno di fondazione e sottoposte ad un insieme di azioni orizzontali e verticali come di seguito indicato.

Azioni orizzontali:

- Spinta dell’acqua: Hw,M ; Hw,V
- Spinta del terreno a monte e a valle : Ht,M ; Ht, V
- Azione sismica ΔH_s

Azioni verticali:

- Peso proprio della struttura
- Peso del terreno e dell’acqua sugli sporti della struttura Pt; GWm, GW v, GWB3
- Sottospinta idraulica SW1; SW2

I massi ciclopici avranno una percentuale di vuoti non superiori al 15% tra i quali si verrà a creare una piccola infiltrazione all’interno della scogliera ma allo stesso tempo le acque che non riusciranno a filtrare creeranno delle spinte laterali e delle sottospinte sulla base. La procedura rigorosa per il calcolo delle pressioni dell’acqua sulle pareti, nonché della sottospinta, è quella di tracciare il reticolo

idrodinamico di filtrazione che consente successivamente la determinazione del carico piezometrico e quindi della pressione sul contorno dell'opera; la procedura adottata è quella semplificata, ma in genere cautelativa, che prescinde dal tracciamento del reticolo idrodinamico ed ipotizza che sulle pareti di monte e di valle dell'opera si abbia una distribuzione idrostatica delle pressioni; ciò equivale a concentrare le perdite di carico del moto filtrante soltanto lungo la base di fondazione. Con le suddette ipotesi sono state considerate le seguenti risultanti delle spinte idrostatiche sulle pareti di monte e di valle:

$$H_{w,M} = \frac{1}{2} \gamma_w [(h_1 + H_{tot})^2 - h_1^2]$$

essendo:

$$H_{tot} = H_3 + H_2 + H_1 + H_s$$

$$H_{w,V} = \frac{1}{2} \gamma_w [h_4 + H_s]^2$$

• Sottospinta idraulica

Avendo ipotizzato una distribuzione idrostatica delle pressioni sulle pareti dell'opera la sottospinta idraulica è calcolata come risultante di un diagramma trapezio di pressioni $\gamma_w * (h_1 + H_3 + H_2 + H_1 + H_s)$ e $\gamma_w * (h_4 + H_s)$ in corrispondenza del paramento di monte e di valle rispettivamente. Per comodità il diagramma trapezio è stato scomposto in un diagramma rettangolare di pressione $\gamma_w * (h_4 + H_s)$ e un diagramma triangolare di pressione massima $\gamma_w * (h_1 + H_3 + H_2 + H_1 - h_4)$ le cui risultanti sono:

$$S_{w1} = \gamma_w * (h_4 + H_s) * (B_1 + d_{retro} + d_{avanti})$$

$$S_{w2} = \gamma_w * (h_1 + H_3 + H_2 + H_1 - h_4) * (B_1 + d_{retro} + d_{avanti}) * \frac{1}{2}$$

• Spinta del terreno

La spinta del terreno sul paramento di monte è calcolata considerando il coefficiente di spinta attiva k_a e tenendo conto del contributo della coesione c' :

$$S_{tM} = \frac{1}{2} \gamma' * H_{tot}^2 * k_a - 2c' \sqrt{k_a} H_{tot}$$

essendo:

$$H_{tot} = H_3 + H_2 + H_1 + H_s$$

Tenuto conto della inclinazione del terreno a monte e del valore di calcolo assunto per l'angolo di attrito del terreno di riempimento, il coefficiente di spinta attivo risulta:

$$k_a = 0.32 \text{ (Muller-Breslau)}$$

il contributo della resistenza passiva del terreno a valle dell'opera è considerato, cautelativamente, solo ai fini della verifica allo scorrimento ed è calcolato sull'altezza della fondazione. Il coefficiente di spinta passivo vale:

$$k_p = 5.80 \text{ (Caquot-Kerisel)}$$

si è adottato, cautelativamente un valore ridotto, pari alla spinta a riposo:

$$K_{p, \text{ridotto}} = 0.52$$

• Sisma

gli effetti dell'azione sismica sono valutati con un'analisi pseudo statica; l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per opportuno coefficiente sismico:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \frac{S_g S_t a_g}{g} = 0.31 * 0.35 = 0.10$$

$$K_v = 0.5 \quad k_h = 0.05$$

La spinta del terreno in condizioni sismiche è valutata con riferimento ai seguenti coefficienti di spinta:

$$k_{a,s} = 0.4 \quad \text{(Mononobe Okabe)}$$

$$k_{p,s} = 2.98 \quad \text{(Mononobe Okabe)}$$

Cautelativamente la risultante della spinta del terreno in condizioni è considerata applicata ad 1/3 del paramento.

• **VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

La verifica al ribaltamento è fatta con riferimento al punto di estremità, la verifica risulta soddisfatta quando:

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1.5$$

Essendo: $\sum M_s$ = sommatoria dei momenti stabilizzati calcolati rispetto al centro di rotazione ; $\sum M_r$ = sommatoria dei momenti ribaltanti calcolati rispetto al centro di rotazione.

Le forze stabilizzanti sono:

- il peso proprio della struttura considerando un $\gamma_b = 23$ kN/mc;
- il peso del terreno gravante sulla fondazione, detto peso del terreno imbarcato considerando un $\gamma_t = 19$ kN/mc;
- il peso dell'acqua gravante sulla struttura ($G_{w,m}$; $G_{w,v}$; G_{wB3})
- la spinta idrostatica di valle ovvero lateralmente lungo l'alveo (H_{wv})

cautelativamente si è trascurato:

- la spinta passiva del terreno di valle

Pertanto il momento stabilizzante vale:

$$\sum M_s = 8890,5 \text{ kNm/m}$$

Le forze ribaltanti sono:

- le spinte orizzontali da monte verso valle dell'acqua (H_{wm}) e del terreno (S_{tm})
- la sottospinta idraulica (S_{w1} e S_{w2})

Il momento ribaltante vale:

$$\sum M_r = 1798,5 \text{ kNm/m}$$

pertanto il coefficiente di sicurezza al ribaltamento risulta:

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} > 1.5$$

$$\frac{\sum M_s}{\sum M_r} = 8890,5/1798,5 = 4,96 > 1.5 \quad \text{verificato}$$

- VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

La verifica allo scorrimento è fatta con riferimento al piano di posa fondazione terreno; la verifica risulta soddisfatta quando:

$$\frac{(\sum P - S_w) * tg\phi}{\sum H} > 1.3$$

Essendo: $\sum P$ = somma del peso della struttura, del terreno e dell'acqua gravante sulla fondazione; S_w = sottospinta idraulica; $tg\phi$ = coefficiente di attrito fondazione terreno = 0.6 ; $\sum H$ = risultante delle spinte orizzontali del terreno e dell'acqua (di monte e di valle)

Tra le spinte del terreno è considerata anche la spinta passiva agente della fondazione, di spessore 1m circa, che si approfondisce di ulteriori 1.5m al di sotto della fondazione; la spinta passiva viene calcolata sull'altezza complessiva di 3m. La letteratura tecnica suggerisce di considerare nulla la coesione fra scogliera ed il terreno di fondazione; sebbene i massi ciclopici siano cementati e la scogliera lato dx idraulica connessa mediante fondazione alla scogliera di sx idraulica, e quindi tale da creare un corpo unico, si è scelto cautelativamente di calcolare e verificare la struttura come un muro di retta senza nessun collegamento e quindi considerare unicamente la forza stabilizzante dovuta all'attrito

Peso della struttura

$$\sum P = (\text{peso della struttura, peso della fondazione, peso terreno imbarcato, peso dell'acqua}) = 1680.8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sottospinta idraulica} = 611 \text{ kN/m}$$

$$\text{Forza di attrito} = (\sum P - S_w) tg\phi = 641.88 \text{ kN/m}$$

$$\text{Forza di scorrimento} = \sum H = H_{wM} + S_{tM} - H_{wV} - S_{tV} = 75 \text{ kN/m}$$

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento risulta:

$$\frac{(\sum P - S_w) * tg\phi}{\sum H} = \frac{641}{75} = 8,5 > 1.3 \quad \underline{\text{verificata}}$$

• VERIFICA DI RESISTENZA DEL TERRENO

La verifica di resistenza del terreno è fatta nell'ipotesi di fondazione rigida rispetto al terreno, calcolando l'eccentricità della risultante del carico:

$$e = B/2$$

e valutando

$$\sigma_{\max} = \begin{cases} \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M_G}{W} & \text{se } e < B/6 \\ \frac{2\sum N}{3u} & \text{se } B/6 < e < B/2 \end{cases}$$

essendo

$\sum N$: somma algebrica degli sforzi normali (pesi e sottospinta idraulica) ; $\sum M_G$: somma algebrica dei momenti rispetto al baricentro della fondazione; $A = (B1+d_{\text{avanti}}+d_{\text{retro}})$ area della sezione della base per unità di lunghezza (mq/m); $W = (B1+d_{\text{avanti}}+d_{\text{retro}})/6$ modulo di resistenza della base per unità di lunghezza (mq/m);

$$u = e - (B1+d_{\text{avanti}}+d_{\text{retro}})/6$$

Nel caso in esame la risultante è esterna al terzo medio ($e > B/6$) tuttavia la tensione massima è inferiore al valore considerato ammissibile per il terreno pari a 150kPa :

$$\sigma_{\max} = 81 \text{ kPa} < 150 \text{ ammissibile kPa} \quad \underline{\text{verificata}}$$

Quindi l'opera è stata dimensionata in accordo al DM 11/0/1988 ed è risultata verificata in accordo alle Norme Tecniche per le costruzioni approvate con DM 17/01/2018 e relativa Circolare applicativa del CSLPP n.617/2009 applicando il metodo di verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU).

Massa Marittima, 05/05/2020

IL TECNICO:
(Ing. Corsini Lorenzo)

