

Regione Siciliana



Comune di Ramacca  
Città Metropolitana di Catania

## PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO INTEGRATO DA UN SISTEMA DI ACCUMULO DI TIPO ELETTROCHIMICO DA COLLEGARE ALLA RTN CON POTENZA NOMINALE DC 35.635,60 kWp (FV) + DC 26.040 kW (BESS) E POTENZA NOMINALE AC 56.440 kW DA REALIZZARSI NEL COMUNE DI RAMACCA (CT) - C/DA MARGHERITO SOPRANO



Elaborato:

CALCOLI PRELIMINARI INVASI

Tavola:

Redatto:

Approvato:

Rilasciato:

REL\_24.1

Agosta Vincenzo

AP ENGINEERING

AP ENGINEERING

Foglio A4

Prima Emissione

Progetto:

IMPIANTO  
RAMACCA 2

Data: 26/04/2023

Committente:

SORGENTIA RENEWABLES S.R.L.  
Via Alessandro Algardi, 4 - 20148 Milano (MI)

Cantiere:

RAMACCA 2  
C/DA MARGHERITO SOPRANO

Progettista:



|           |   |           |
|-----------|---|-----------|
| <b>1.</b> | <b>PREMESSA</b> .....                                 | <b>2</b>  |
| <b>2.</b> | <b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....                 | <b>4</b>  |
| <b>3.</b> | <b>DESCRIZIONE DELLE OPERE</b> .....                  | <b>5</b>  |
| <b>4.</b> | <b>INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO</b> ..... | <b>7</b>  |
| <b>5.</b> | <b>AZIONE SISMICA</b> .....                           | <b>10</b> |
| 5.1.      | AZIONE SISMICA .....                                  | 10        |
| <b>6.</b> | <b>DIMENSIONAMENTO DELLE DIGHE IN TERRA</b> .....     | <b>12</b> |
| 6.1.      | GENERALITÀ .....                                      | 12        |
| 6.2.      | VERIFICA A SERBATOTIO PIENO .....                     | 13        |
| 6.3.      | VERIFICA A SERBATOTIO VUOTO O FINE COSTRUZIONE .....  | 15        |
| 6.4.      | VERIFICA A SERBATOTIO RAPIDAMENTE SVUOTATO .....      | 16        |
| <b>7.</b> | <b>CALCOLI IDRAULICI</b> .....                        | <b>19</b> |
| 7.1.      | SICUREZZA CONTRO IL PERICOLO DI SIFONAMENTI.....      | 20        |

## 1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo è relativa al dimensionamento delle opere di sbarramento fluviale in linea ad un corso d'acqua ed è stata redatta nell'ambito del progetto definitivo relativo alla realizzazione di un impianto agrivoltaico integrato ad un sistema di accumulo elettrochimico da collegare alla rete e-distribuzione con potenza complessiva DC 35.635,60 kWp (FV) + DC 26.040 kWp (BESS) e potenza nominale AC 56.400 kWp da realizzare in contrada Margherito Soprano, nel Comune di Ramacca (CT).

La realizzazione delle opere di sbarramento consentirà la realizzazione di due laghetti collinari che garantiranno la riserva idrica irrigua per le attività agricole che verranno svolte nell'ambito dell'impianto agrivoltaico.

Infatti, la soluzione progettuale prevede la possibilità di realizzare un impianto di produzione di energia elettrica da fonte fotovoltaica integrato con il paesaggio agrario così da poter proseguire con l'attività agricola e zootecnica.

Il D.P.C.M. 26/06/2014 opera una classificazione generale delle dighe, dividendole in quattro categorie, a loro volta ulteriormente suddivise in sottocategorie, rispettivamente:

- A) Dighe murarie:
  - a. a gravità:
    - 1. ordinarie;
    - 2. a speroni, a vani interni;
  - b. a volta:
    - 3. ad arco;
    - 4. ad arco-gravità;
    - 5. a cupola;
  - c. a volte o solette, sostenute da contrafforti;
- B) Dighe materiali sciolti:
  - d. di terra omogenea;
  - e. di terra e/o pietrame, zonate, con nucleo di terra per la tenuta;
  - f. di terra permeabile o pietrame, con manto o diaframma di tenuta di materiali artificiali;
- C) Sbarramenti di vario tipo;
- D) Traverse fluviali.

Nella presente relazione verrà trattato il dimensionamento di una diga in materiali sciolti in terra omogenea.

Queste dighe sono formate con materiali ricavati da depositi naturali o per frantumazione di formazioni rocciose, posti in opera con modalità controllate per raggiungere le caratteristiche del

manufatto previste in progetto. La scelta di una diga di materiali sciolti è determinata dalla geologia del sito e dalla morfologia delle imposte, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni e delle rocce di fondazione e d'imposta delle spalle, dalla sismicità del sito, oltre che da motivi d'ordine generale, economico e costruttivo.

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo sono le “Norme Tecniche per le Costruzioni”, D.M. 17/01/2018.

Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018.

Si farà inoltre riferimento alle seguenti norme:

Legge n. 183 del 19/05/1989 “Metodo per la determinazione del rischio potenziale dei piccoli invasivi esistenti”;

Regolamento di cui al D.P.R. n. 1363 del 01/11/1959 “Norme generali per la progettazione, costruzione ed esercizio”;

Decreto Legge 08/08/1994 n° 507;

D.M. 24/03/1982 “Norme tecniche progettazione e costruzione di dighe”.

D.P.C.M. 26/06/2014 “Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse)”.

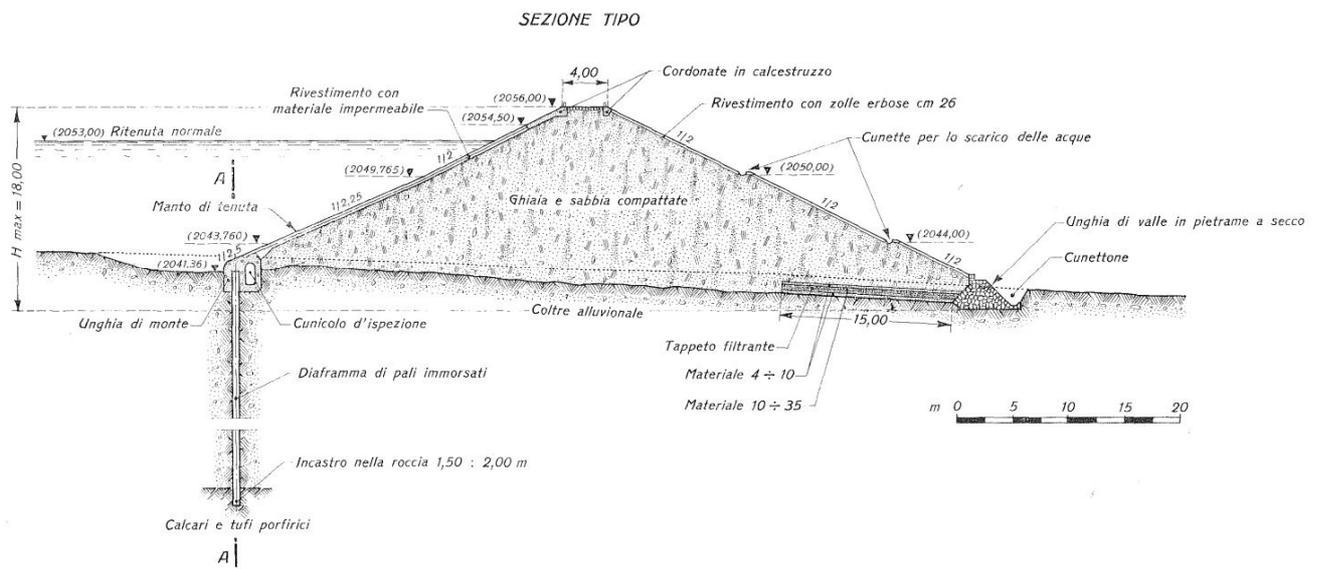
### 3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il progetto prevede la realizzazione di due opere di sbarramento aventi un'altezza massima fuori terra pari a 4,00 m in materiali sciolti al fine di creare due laghetti collinari per scopo irriguo nell'ambito dell'attività agricola dell'impianto.

Gli elementi principali che caratterizzano uno sbarramento in terra per il contenimento dell'acqua sono: il paramento di monte e il paramento di valle, il coronamento, il dreno al piede e lo scarico di superficie. Il rilevato sarà realizzato con terreno impermeabile o a bassa permeabilità, posto in opera per strati sovrapposti e costipati mediante rullatura. Il coronamento è la parte sommitale del rilevato, sulla quale deve essere sempre consentito il passaggio per il controllo dello stato del rilevato stesso e per le opere di manutenzione. In testa dovrà essere prevista anche un'adeguata recinzione al fine di prevenire cadute accidentali all'interno del lago.

Le dighe in materiali sciolti presentano un nucleo centrale formato da terreno argilloso al fine di ridurre drasticamente le perdite per filtrazione attraverso il corpo diga. Normalmente, per dighe legate a piccoli invasi collinari questa tipologia è la più diffusa.

I principali parametri progettuali in questo caso sono rappresentati semplicemente dalla **pendenza dei paramenti** e dall'**ampiezza del coronamento**.



Sezione tipo di un'opera di sbarramento in terra

Riguardo all'ampiezza del coronamento il D.P.C.M. 26/06/2014 indica un valore minimo non inferiore al doppio del franco netto minimo. Tale valore deve essere incrementato per opere che ricadono, come nel caso in esame, in zona sismica.

Da un punto di vista pratico, la larghezza minima del coronamento deve consentire il transito dei mezzi che, durante l'esercizio dell'opera, dovranno poter accedervi per svolgere operazioni di manutenzione ordinaria (sfalcio dell'erba) o straordinaria.

La pendenza dei parametri della diga è stabilita in funzione delle caratteristiche geotecniche dei materiali impiegati.

Nelle dighe in terra omogenea, infatti, l'unico materiale utilizzato per la costruzione del rilevato deve garantire contemporaneamente la stabilità (caratteristica tipica di materiali più grossolani) e la tenuta idraulica (caratteristica tipica di materiali più fini).

La composizione ideale del materiale, deducibile dalle curve granulometriche, è quella che vede una composizione vicina al 40% di argilla, 40% di sabbia fine e 20% di sabbia grossa, ma le frazioni di limo e argilla possono anche essere superiori.

Al fine di garantire la corretta stabilità del rilevato nei confronti delle azioni sollecitanti si prevede di realizzare il paramento di monte con inclinazione pari a  $20^\circ$  ed il paramento di valle con inclinazione pari a 1:2 ( $27^\circ$ ).

Altro elemento fondamentale di un'opera di sbarramento è lo scarico di superficie, in quanto esso ha la funzione di smaltire le piene particolarmente gravose evitando la crescita dei livelli e il passaggio di acqua al di sopra del coronamento e quindi del paramento di valle del rilevato. Per gli invasi collinari in terra lo scarico superficiale ideale è costituito da un canale a cielo aperto ad una quota minore rispetto a quella del coronamento, che convoglia le acque di sfioro in maniera controllata e protetta verso un impluvio naturale.

Inoltre, per limitare le azioni interne di erosione dovute a naturali moti di filtrazione dell'acqua all'interno del rilevato, si prevede di realizzare un dreno al piede del paramento di valle.

La messa in opera di materiali diversi, sia per granulometria che per permeabilità, può dare origine a fenomeni erosivi o cedimenti che possono nel tempo compromettere la stabilità del rilevato stesso. Per tale motivo, lungo la superficie di separazione tra i due diversi strati si prevede la messa in opera di un geotessuto di permeabilità tale che il flusso di filtrazione nell'attraversarlo sviluppi una resistenza trascurabile. Il geotessuto consente di prevenire le perdite localizzate dovute a erosione per velocità di filtrazione troppo elevate, assicurando al rilevato durata e funzionalità maggiori.

L'azione del ripetuto innalzamento e abbassamento del livello dell'acqua nell'invaso può comportare l'erosione di materiale dallo strato superficiale del paramento interno e dalle sponde dell'invaso. Per tale motivo, si prevede la messa in opera di una geomembrana in gomma resistente alle deformazioni ed al degrado per esposizione a raggi ultravioletti.

#### **4. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO**

Nel seguito si riporta una breve descrizione geologica dell'area dove insisteranno le opere.

A seguito delle indagini penetrometriche condotte in situ e sulla scorta delle notizie bibliografiche, sono stati ricostruiti due modelli litotecnici caratteristici per l'intera area dell'impianto.

##### Riferimento al modello litotecnico A:

Il modello litotecnico A descrive prevalentemente le caratteristiche geotecniche dei depositi del Flysch Numidico i quali, sono costituiti da materiali con comportamento geomeccanico variabile soprattutto in funzione del contenuto d'acqua. Infatti, tali litotipi, rientrano nella categoria delle rocce pseudocoerenti in quanto se asciutti e senza acqua si comportano come materiali coerenti mentre se imbibiti d'acqua si comportano come materiali incoerenti con indice di plasticità elevato.

Il substrato delle argille del Flysch Numidico inoltre risulta essere sovraconsolidato con giacitura caotica per stress tettonico e costituito da frammenti o scaglie di dimensioni variabili.

##### Riferimento al modello litotecnico B:

Tale modello fa riferimento prevalentemente alle caratteristiche geotecniche dei terreni affioranti nel blocco B, nei quali rientrano sia i depositi del Flysch Numidico per la zona Nord del blocco B1 che i depositi alluvionali recenti del blocco B2. Dal punto di vista geomeccanico, i depositi alluvionali, vengono classificate come rocce incoerenti e sciolte essendo sono costituiti da limi, sabbie limose e/o argillose ed argille sabbiose con una bassa percentuale di ghiaia. La presenza di argilla e/o sabbia influenza i valori di coesione del litotipo ovvero alta se prevale l'argilla e bassa o nulla se domina la componente sabbiosa.

Per quanto concerne il fenomeno della liquefazione dei terreni, alla luce delle indagini preliminari effettuate in situ, è possibile affermare che la frazione argillosa del Flysch Numidico è esente da tale fenomeno mentre non possono essere del tutto esclusi fenomeni localizzati in corrispondenza delle aree dove affiorano i depositi alluvionali. Le verifiche del coefficiente di liquefazione dipendono dalle caratteristiche granulometriche dei terreni ed in particolare, data la natura eterogenea dei depositi alluvionali, risultano essere variabili in senso orizzontale e verticale anche a minima distanza.

Da quanto emerso dalle indagini effettuate e dalle evidenze litologiche e geomorfologiche del sito (non si notano vulcanetti di fango, sprofondamenti ecc...) allo stato di fatto, si ritiene di poter escludere in via preliminare il verificarsi di fenomeni di liquefazione.

Attuando un approccio cautelativo alla progettazione si riportano i parametri geotecnici minimi riscontrati dalle indagini effettuate:

#### **MODELLO LITO-TECNICO A (BLOCCO A)**

➤ **STRATO 1 (Profondità p.c. 0,00 ÷ 1,10 mt)**

Litologicamente lo strato 1 è composto da terreni a grana medio fine sciolti, con scarse caratteristiche fisico-meccaniche, formata prevalentemente da materiali alterati verosimilmente di natura argillosa, argillo-limosa e limi debolmente sabbiosi. Presenza di elementi lapidei di dimensioni da centimetriche a decimetriche di natura quarzarenitica.

Parametri geotecnici riscontrati dalle prove penetrometriche effettuate:

- Angolo attrito efficace  $\phi'$  tra 22,70 e 29,00
- Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq) tra 0,25 e 0,81
- Peso di volume saturo  $Y_{sat}$  (t/mc) tra 1,90 e 1,95
- Peso di volume secco  $Y_d$  (t/mc) tra 1,39 e 1,53

➤ **STRATO 2 (Profondità p.c. 1,10 ÷ 3,30 mt)**

Costituito da terreni a grana medio fine sciolti, da poco consistenti a mediamente consistenti, afferenti verosimilmente a litologie argille limo sabbiose moderatamente addensate. Presenza a luoghi di litologie più competenti di tipo arenitico-sabbioso.

Parametri geotecnici riscontrati dalle prove penetrometriche effettuate:

- Angolo attrito efficace  $\phi'$  tra 23,70 e 29,50
- Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq) tra 0,31 e 1,95
- Peso di volume saturo  $Y_{sat}$  (t/mc) tra 1,88 e 1,96
- Peso di volume secco  $Y_d$  (t/mc) tra 1,41 e 1,53

➤ **STRATO 3 (Profondità p.c. > 3,30 mt)**

Tale livello risulta essere la continuazione verso il basso dello strato 2 in quanto costituito dalla stessa natura litologica. I terreni di questo livello risultano avere buone caratteristiche fisico-meccaniche.

Parametri geotecnici riscontrati dalle prove penetrometriche effettuate:

- Angolo attrito efficace  $\phi'$  tra 26,00 e 33,20
- Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq) tra 0,44 e 1,25
- Peso di volume saturo  $Y_{sat}$  (t/mc) tra 1,86 e 2,02
- Peso di volume secco  $Y_d$  (t/mc) tra 1,45 e 1,59

**Categoria di sottosuolo B** per l'intera area del Blocco A.

**MODELLO LITO-TECNICO B (BLOCCHI B)**

Nel dettaglio si ricostruisce il seguente modello geotecnico costituito da 3 strati:

➤ **STRATO 1 (Profondità p.c. 0,00 ÷ 1,20 mt)**

Costituito prevalentemente da una coltre alterata di terreno vegetale a grana medio fine sciolto, con scarse caratteristiche fisico-meccaniche. Presenza di materiali eluvio-colluviali, con matrice variabile

prevalentemente argillo-limosa ed argillo limo-sabbiosa, con inclusi litici di dimensioni centimetriche arrotondati e/o spigolosi.

Parametri geotecnici riscontrati dalle prove penetrometriche effettuate:

- Angolo attrito efficace  $\phi'$  tra 20,50 e 30,50
- Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq) tra 0,13 e 1,00
- Peso di volume saturo  $Y_{sat}$  (t/mc) tra 1,85 e 1,97
- Peso di volume secco  $Y_d$  (t/mc) tra 1,36 e 1,55

➤ **STRATO 2 (Profondità p.c. 1,20 ÷ 3,50 mt)**

Costituito da terreni a grana medio fine sciolti, da poco consistenti a mediamente consistenti, afferenti verosimilmente ad argille limose, argille limo-sabbiose moderatamente addensate oltre che a materiali di natura eluvio-colluviale presumibilmente di tipo limo-sabbioso, sabbie-argillose e possibili livelli ghiaiosi. Presenza a luoghi di litologie più competenti di tipo arenitico-sabbioso.

Parametri geotecnici riscontrati dalle prove penetrometriche effettuate:

- Angolo attrito efficace  $\phi'$  tra 22,70 e 24,50
- Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq) tra 0,25 e 0,38
- Peso di volume saturo  $Y_{sat}$  (t/mc) tra 1,87 e 1,89
- Peso di volume secco  $Y_d$  (t/mc) tra 1,39 e 1,43

➤ **STRATO 3 (Profondità p.c. > 3,50 mt)**

Tale livello risulta essere la continuazione verso il basso dello strato 2 in quanto costituito dalla stessa natura litologica. I terreni di questo livello risultano avere buone caratteristiche fisico-meccaniche.

Parametri geotecnici riscontrati dalle prove penetrometriche effettuate:

- Angolo attrito efficace  $\phi'$  tra 27,20 e 30,00
- Coesione non drenata  $C_u$  (Kg/cmq) tra 0,63 e 0,94
- Peso di volume saturo  $Y_{sat}$  (t/mc) tra 1,93 e 1,96
- Peso di volume secco  $Y_d$  (t/mc) tra 1,50 e 1,54

**Categoria di sottosuolo C** per le aree dei blocchi B.

A vantaggio di sicurezza, nel seguito le verifiche geotecniche verranno condotte con riferimento alla successione stratigrafica con parametri geotecnici di minori caratteristiche. **Ciò avviene, in particolare, per il Blocco B.**

**Tali parametri sono stati assunti dal sottoscritto Ing. Vincenzo Agosta a base dei calcoli.**

## 5. AZIONE SISMICA

### 5.1. AZIONE SISMICA

Nei riguardi dell'azione sismica l'obiettivo è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

In base al D.M. 17/01/2018, l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire da una "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A nelle NTC).

La pericolosità sismica in un generico sito è valutata:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima  $a_g$  e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC, nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno TR ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata 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 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;
- $F_0$  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.

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.

Nel presente progetto, a vantaggio di sicurezza, l'azione sismica è stata valutata tenendo conto delle condizioni peggiori per la categoria di suolo:

**Progetto di un impianto agrivoltaico integrato da un sistema di accumulo elettrochimico da collegare alla rete RTN con potenza complessiva DC 35.635,60 kW<sub>p</sub> (FV) + DC 26.040 kW<sub>p</sub> (BESS) e potenza nominale AC 56.400 kW<sub>p</sub> da realizzare in contrada Margherito Soprano, nel Comune di Ramacca**

- coordinate del reticolo di riferimento: Longitudine = 14,59348°  
 Latitudine = 37,38098°
- classe d'uso: Seconda (Punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018);
- vita nominale  $\geq$  50 anni (Punto 2.4.1 del D.M. 17/01/2018);
- categoria di suolo: C (Punto 3.2.2 del D.M. 17/01/2018);
- categoria topografica: T1 (Tabella 3.2.III del D.M. 17/01/2018);
- coefficiente di condizione topografica: 1,0 (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018).

Sulla base dei parametri sopra individuati, si ottengono i seguenti coefficienti 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 <sub>g</sub> [g] | F <sub>0</sub> | T <sub>c</sub> [s] |
|--|-----------|--------------------|----------------|--------------------|
| Operatività (SLO)                            | 30        | 0.037              | 2.521          | 0.244              |
| Danno (SLD)                                  | 50        | 0.046              | 2.477          | 0.285              |
| Salvaguardia vita (SLV)                      | 475       | 0.143              | 2.417          | 0.446              |
| Prevenzione collasso (SLC)                   | 975       | 0.207              | 2.422          | 0.497              |
| Periodo di riferimento per l'azione sismica: | 50        |                    |                |                    |

**Coefficienti sismici**

Tipo: Muri di sostegno NTC 2018

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

H (m): 1      us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

|                                 | SLO  | SLD  | SLV  | SLC  |
|---------------------------------|------|------|------|------|
| SS Amplificazione stratigrafica | 1,50 | 1,50 | 1,49 | 1,40 |
| CC Coeff. funz categoria        | 1,67 | 1,59 | 1,37 | 1,32 |
| 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                                    | 0.000 | 0.033 | 0.081 | 0.000 |
| kv                                    | --    | 0.016 | 0.040 | --    |
| Am <sub>max</sub> [m/s <sup>2</sup> ] | 0.543 | 0.680 | 2.089 | 2.847 |
| Beta                                  | --    | 0.470 | 0.380 | --    |

## 6. DIMENSIONAMENTO DELLE DIGHE IN TERRA

### 6.1. GENERALITÀ

Poiché una struttura di contenimento dell'acqua realizzata in terra è formata da materiali non omogenei tra loro, con la presenza di spazi vuoti tra la materia solida, riempiti di aria o di acqua, le verifiche vanno condotte con riferimento a due aspetti principali:

- l'aspetto idraulico;
- l'aspetto meccanico.

Le verifiche di sicurezza andranno, quindi, condotte con riferimento all'azione stabilizzante dovuta principalmente al peso proprio della struttura e all'azione destabilizzante dovuta alla spinta dell'acqua, alla sottospinta idraulica ed all'azione sismica.

Un giudizio globale sulle condizioni di stabilità degli argini si potrà dedurre dividendo lo stesso in due parti, l'una di monte e l'altra di valle, ed esaminandole separatamente. Tale suddivisione è indicata nella figura 1 seguente:

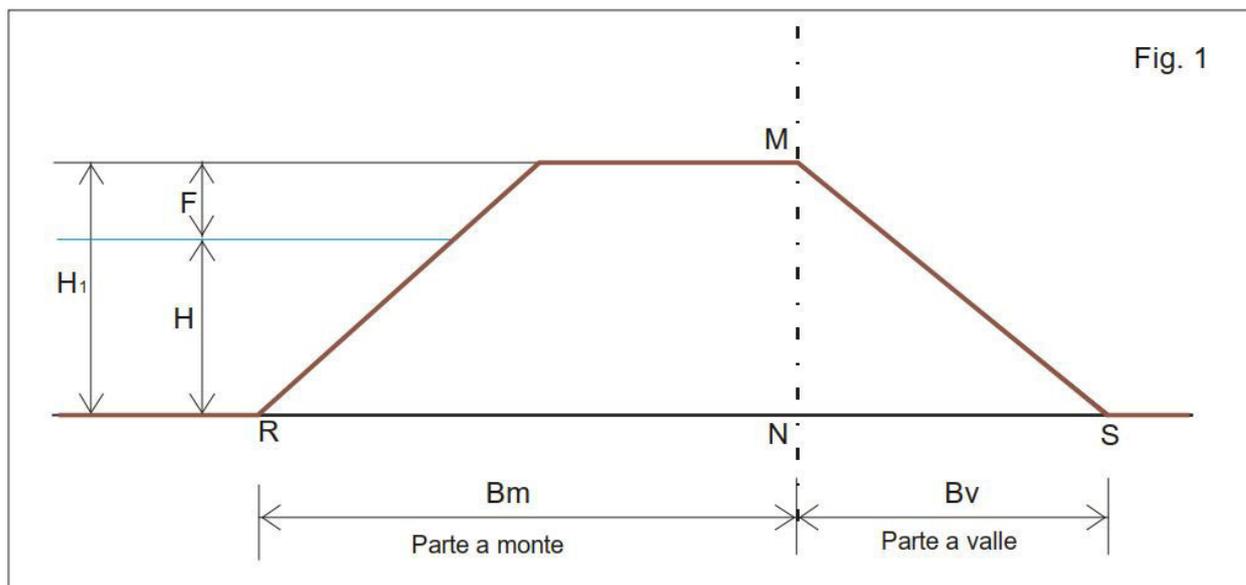


Figura 1

La line verticale MN divide idealmente il rilevato in due parti. La porzione di valle MNS ha un'azione stabilizzante agendo da opera di sostegno ed opponendosi alla spinta dell'acqua agente da monte. La forza resistente che si oppone alla spinta trasmessa dalla parte a monte si manifesta in corrispondenza di ogni quota come sforzo di taglio agente lungo la sezione orizzontale di base.

In genere la sezione più sollecitata è quella di fondazione e la situazione più pericolosa corrisponde a quella di serbatoio pieno

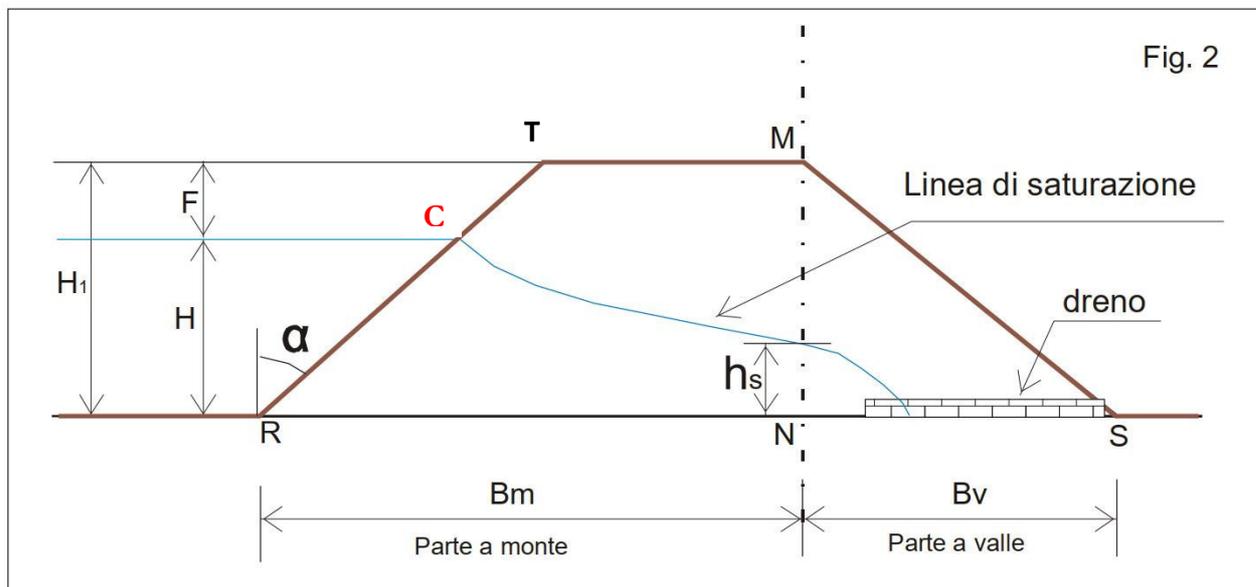


Figura 2

La linea di saturazione taglia quasi sempre la verticale MN, così che la porzione di valle del rilevato è formata da un terreno saturo di acqua.

Nel caso di diga dotata di un drenaggio di valle la superficie libera di filtrazione secondo quest'ultimo metodo è data dalla parabola avente fuoco il punto C e definita dall'equazione:

$$x = \frac{z^2 - x_0^2}{2x_0}$$

con  $x_0 = \sqrt{d^2 + H^2} - d$

## 6.2. VERIFICA A SERBATOIO PIENO

La verifica viene espressa dalla disuguaglianza:

$$T_v \leq R_v$$

dove  $T_v$  è lo sforzo totale di taglio agente sulla base  $NS = B_v$ , mentre  $R_v$  è l'azione resistente. Tutte le azioni saranno riferite ad una striscia di larghezza 1,00 m.

Lo sforzo di taglio  $T_v$  è dato dalla somma delle seguenti forze:

1) Spinta dell'acqua invasata: 
$$S = \frac{1}{2} * \gamma_w * H_1^2$$

2) Azione sismica orizzontale della massa strutturale 
$$F_H = 0.07 * W_{RTMSR}$$

3) Azione inerziale dell'acqua invasata

$$F_S = K_h * \gamma_w * c * Y_0 * A_S$$

dove:

$K_h$  : coefficiente d'intensità sismica orizzontale, pari a 0,081 per lo stato limite SLV;

$\gamma_w$  : peso specifico dell'acqua pari a 1000 kg/m<sup>3</sup>;

$Y_0$  : differenza tra la quota di massimo invaso e la quota del punto più depresso dell'alveo naturale in corrispondenza del parametro di monte della struttura, pari nel caso in esame a 4,00 m;

$c$  : il coefficiente è calcolato come di seguito  $c = cm/2 \left[ \frac{Y}{Y_0} * \left( 2 - \frac{Y}{Y_0} \right) + \sqrt{\frac{Y}{Y_0} * \left( 2 - \frac{Y}{Y_0} \right)} \right]$

con  $Y$  differenza tra la quota di massimo invaso e la quota del punto di applicazione della forza  $F_s$ , pari a  $\frac{1}{3}H_1$  mentre  $cm$  si determina dalla tabella seguente:

[ $cm$  varia al variare dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale (vedi D.M. 24/03/82) ]

| $\alpha$ | 0°   | 5°   | 10°  | 20°  | 40°  | >=60° |
|----------|------|------|------|------|------|-------|
| $cm$     | 0.74 | 0.70 | 0.67 | 0.60 | 0.45 | 0.30  |

nel caso in esame  $cm$  è pari a 0.60.

$A_s$  : area della striscia unitaria relativa alla fascia RT

4) Spinta del terrapieno a monte della sezione MN

$$F_T = \frac{[\gamma_m H_1^2 t g^2 (45^\circ - \frac{\Phi}{2})]}{2}$$

dove:

$\gamma_m$  : peso di volume medio tra il peso di volume efficace uguale a quello di galleggiamento  $\gamma_g$  e il peso di volume asciutto  $\gamma_{dry}$

$\Phi$  è l'angolo di attrito interno del terreno che costituisce il rilevato, posto pari a 30° considerando un terreno posto in opera per strati successivi rullati e compattati di spessore pari a 30 cm.

Sostituendo i valori nelle equazioni sopra riportate si ottiene:

$$S = 8000 \text{ kg}$$

$$F_h = 2,303 \text{ kg}$$

$$F_s = 1107,69 \text{ kg}$$

$$F_t = 4509,74 \text{ kg}$$

In ultima analisi si ottiene un valore di  $T_v = 13619,74$  kg

All'azione agente  $T_v$  si oppone la forza resistente  $R_v$  allo scorrimento che il materiale è in grado di sviluppare. Essa si compone di due parti: la parte dovuta all'attrito pari al peso  $P_v$  del materiale della porzione di valle del rilevato MNS moltiplicato per la tangente dell'angolo di attrito del terreno di fondazione e la parte dovuta alla coesione.

$$R_v = P_v * tg\phi' + C_u * B_v$$

dove:

$\Phi'$  è l'angolo di attrito interno del terreno di fondazione, ricavato dalla relazione geologica;

$C_u$  è la coesione non drenata del terreno di fondazione;

$B_v$  è la lunghezza del tratto di valle del rilevato.

Nel caso in esame si ottiene  $R_v = P_v * tg\phi' + C_u * B_v = 20014,19$  kg

La verifica si riterrà soddisfatta se il rapporto tra l'azione resistente  $R_v$  e l'azione agente  $T_v$  è maggiore di 1,40:

$$\mu = \frac{R_v}{T_v} \geq 1,40$$

Sostituendo i valori delle azioni agenti e resistenti, si ottiene:

$$\mu = \frac{R_v}{T_v} = \frac{20763,79}{13619,74} = 1,525 > 1,40$$

**La verifica si ritiene pertanto soddisfatta.**

### 6.3. VERIFICA A SERBATOTIO VUOTO O FINE COSTRUZIONE

In questo caso l'azione agente  $T_v$  è data da  $T_v = F_H + F_T$

La Spinta del terrapieno a monte della sezione MN è data dalla relazione

$$F_T = \frac{[\gamma_u H_1^2 tg^2 (45^\circ - \frac{\phi}{2})]}{2}$$

dove:

$\gamma_u$  : peso di volume del terreno umido. medio tra il peso di volume efficace uguale a quello di galleggiamento  $\gamma_g$  e il peso di volume asciutto  $\gamma_{dry}$

Si ottiene, quindi:

$$T_v = F_H + F_T = 2,303 + 4933,33 = 4935,64 \text{ kg}$$

All'azione agente  $T_v$  si oppone la forza resistente  $R_v$  allo scorrimento che il materiale è in grado di sviluppare. Essa si compone di due parti: la parte dovuta all'attrito pari al peso  $P_v$  del materiale della porzione di valle del rilevato MNS (considerando in questo caso il peso  $\gamma_u$ ) moltiplicato per la tangente dell'angolo di attrito del terreno di fondazione e la parte dovuta alla coesione.

$$R_v = P_v * tg\phi' + C_u * B_v$$

dove:

$\Phi'$  è l'angolo di attrito interno del terreno di fondazione, ricavato dalla relazione geologica;

$C_u$  è la coesione non drenata del terreno di fondazione;

$B_v$  è la lunghezza del tratto di valle del rilevato.

Nel caso in esame si ottiene  $R_v = P_v * tg\phi' + C_u * B_v = 16761,57 \text{ kg}$

La verifica si riterrà soddisfatta se il rapporto tra l'azione resistente  $R_v$  e l'azione agente  $T_v$  è maggiore di 1,40:

$$\mu = \frac{R_v}{T_v} \geq 1,30$$

Sostituendo i valori delle azioni agenti e resistenti, si ottiene:

$$\mu = \frac{R_v}{T_v} = \frac{16761,57}{4935,64} = 3,396 > 1,30$$

**La verifica si ritiene pertanto soddisfatta.**

#### **6.4. VERIFICA A SERBATOTIO RAPIDAMENTE SVUOTATO**

Questa situazione si verifica quando l'invaso rimane per un lungo periodo pieno e successivamente viene rapidamente svuotato, situazione molto realistica nel caso in cui l'acqua venga usata per scopi irrigui.

In tale condizione viene meno l'azione della spinta idrostatica sul paramento di monte, mentre il rilevato, imbibito di acqua, rimane tale poiché i moti di filtrazione al suo interno non possono asciugarlo rapidamente.

La forza di taglio agente sulla base del corpo della diga sarà dato in questo caso dalla somma di tre aliquote:

1) Azione inerziale del corpo diga immerso in acqua  $F_S = K_h * \gamma' * A_{RTMSR}$

dove:

$K_h$  : coefficiente d'intensità sismica orizzontale, pari a 0,081 per lo stato limite SLV;

$\gamma'$  : peso specifico del terreno immerso in acqua;

$A_{RTMSR}$  : area della sezione trasversale del corpo diga

2) Spinta del terrapieno a monte della sezione MN  $F_T = \frac{[\gamma_{sat} H_1^2 tg^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})]}{2}$

dove:

$\gamma_{sat}$  : peso del terreno saturo di acqua

Si ottiene pertanto:

$$T_v = F_H + F_T = 3188,16 + 5866,67 = 9054,83 \text{ kg}$$

All'azione agente  $T_v$  si oppone la forza resistente  $R_v$  allo scorrimento che il materiale è in grado di sviluppare. Essa si compone di due parti: la parte dovuta all'attrito pari al peso  $P_v$  del materiale della porzione di valle del rilevato RTMSR (considerando in questo caso il peso  $\gamma'$ ) moltiplicato per la tangente dell'angolo di attrito del terreno di fondazione.

$$R_v = P_v * tg\phi'$$

dove:

$\phi'$  è l'angolo di attrito interno del terreno di fondazione, ricavato dalla relazione geologica;

Nel caso in esame si ottiene  $R_v = P_v * tg\phi' = 15108,89 \text{ kg}$

La verifica si riterrà soddisfatta se il rapporto tra l'azione resistente  $R_v$  e l'azione agente  $T_v$  è maggiore di 1,30:

$$\mu = \frac{R_v}{T_v} \geq 1,30$$

Sostituendo i valori delle azioni agenti e resistenti, si ottiene:

$$\mu = \frac{R_v}{T_v} = \frac{15108,89}{9054,83} = 1,67 > 1,30$$

La verifica si ritiene pertanto soddisfatta.

## 7. CALCOLI IDRAULICI

Il presente capitolo ha lo scopo di descrivere le problematiche e le soluzioni progettuali relative ai moti di filtrazione ed imbibimento che interessano il rilevato dell'opera di sbarramento.

I problemi da risolvere rientrano fondamentalmente in tre tipologie:

- 1) Andamento della linea di saturazione;
- 2) Valore della portata di filtrazione attraverso l'opera;
- 3) Sicurezza contro il pericolo di sifonamenti.

Se osserviamo la sezione trasversale dell'argine (considerato in terra), la linea di saturazione è la più alta linea di flusso dell'acqua di infiltrazione all'interno del rilevato stesso.

In tutti i punti al di sotto di tale linea, il materiale è saturo d'acqua e quindi soggetto alla pressione idrostatica, mentre al di sopra della linea la pressione è nulla.

È possibile tracciare qualsiasi reticolo idrodinamico partendo dalla valutazione delle condizioni al contorno e procedendo per tentativi ricordando che le linee di corrente equipotenziali sono tra loro ortogonali e che le maglie devono avere le diagonali congiungenti i vertici opposti perpendicolari tra loro.

La costruzione del reticolo idrodinamico permette, inoltre, il calcolo della spinta dell'acqua sulla superficie di fondazione dell'opera, denominata sottospinta ed il calcolo per la verifica al sollevamento del terreno al piede dell'opera (sifonamento). Tracciare il reticolo idrodinamico significa delineare l'andamento del potenziale  $\phi$  nel terreno: noto il valore del potenziale  $\phi$  è possibile determinare il valore del carico idraulico nel terreno  $h = \phi/k$  e della pressione  $p = \gamma h$ .

Nel proseguo si indicherà con:

- H: l'altezza dell'acqua nell'invaso al di sopra del piano di fondazione;
- m: lunghezza della proiezione del parametro bagnato sopra il piano di fondazione, supposto orizzontale;
- f: distanza verticale fra il pelo d'acqua e la sommità dell'argine(franco);
- $b_1$ : larghezza del piano di coronamento;
- $b_2$ : larghezza dell'argine alla base;
- $\beta'$ : angolo fra il parametro a valle e il piano di fondazione;
- L: lunghezza media del percorso di filtrazione.

Considerato omogeneo il materiale che costituisce la diga, si possono calcolare la lunghezza media di filtrazione "Lf" con la seguente formula

$$Lf = (1.13H + 2f)ctg\beta + b1$$

Determinata Lf, la portata di filtrazione Q per unità di spessore d'argine ha il seguente valore:

$$Q = \frac{4}{9K} * \left(\frac{H^2}{L}\right)$$

Nelle dighe di materiale in terra omogeneo il parametro a valle è intersecato dalla linea di saturazione: di conseguenza l'acqua di filtrazione tracimerà dal paramento di valle. Al fine di evitare questa problematica, si prevede la realizzazione di un dreno al di sotto del paramento di valle avente la funzione di abbassare la linea di saturazione.

### 7.1. SICUREZZA CONTRO IL PERICOLO DI SIFONAMENTI

È un problema idraulico che interessa principalmente il terreno di fondazione degli argini in genere; se esso è caratterizzato da valori di permeabilità non trascurabili, occorre che sia verificata la condizione che il deflusso filtrante attraverso la fondazione sia sufficientemente lento da evitare il pericoloso fenomeno denominato “sifonamento” che causa l'asportazione di materiale da parte del deflusso d'acqua.

Un moto di filtrazione che si instaura attraverso un corpo arginale conseguente al perdurante mantenimento del livello idrico all'interno di un vaso, per prolungate e intense piogge, parallelamente a scarse caratteristiche di permeabilità dei materiali costituenti i rilevati arginali, alle ridotte sezioni trasversali degli stessi e, più in generale, per la presenza di vie preferenziali di deflusso può dare origine a fenomeni di instabilità. Il fenomeno si manifesta dapprima con la formazione di “fontanazzi” al piede dei rilevati. Man mano che vanno avanti fenomeni di erosione interna al rilevato, le aperture si possono allargare fino a provocare il cedimento e lo scivolamento del paramento di valle.

Il fenomeno di erosione ha inizio nel momento in cui si raggiunge il valore critico della velocità di filtrazione che a sua volta è funzione della granulometria del terreno. Quindi, per prevenire il fenomeno bisogna rendere basse le velocità del moto di filtrazione.

I primi studi sul tema sono stati condotti da Bligh e Lane, i quali hanno elaborato dei coefficienti di sicurezza dipendenti dal tipo di terreno. Il metodo permette di ricavare il coefficiente di sicurezza a partire dal gradiente idraulico medio  $i_m$ , definito come il rapporto tra il carico idraulico ed il percorso della linea di flusso più corta.

Secondo Bligh il rapporto  $C = (L/h)$  tra il percorso più breve  $L$  che l'acqua compie per portarsi da monte verso valle ed il carico idraulico  $h$ , deve assumere valori compresi tra 3 e 20 a seconda del tipo di terreno per poter garantire le condizioni di sicurezza. Gli studi condotti hanno permesso di tabellare i valori di  $C$  in funzione della tipologia di terreno.

|                             |     |
|-----------------------------|-----|
| Sabbia molto fine o limo    | 8,5 |
| Sabbia fine                 | 7,0 |
| Sabbia media                | 6,0 |
| Sabbia grossa               | 5,0 |
| Ghiaia fine                 | 4,0 |
| Ghiaia media                | 3,5 |
| Ghiaia grossa con ciottoli  | 3,0 |
| Massi con ciottoli e ghiaia | 2,5 |
| Argilla molle               | 3,0 |
| Argilla media               | 2,0 |
| Argilla compatta            | 1,8 |
| Argilla molto compatta      | 1,6 |

Come si evince, i valori di C più elevati sono relativi a terreni con granulometria fina (sabbie fini e limose), quelli più bassi a materiali di granulometria più grossolana.

Nel caso, infine, di opere di modesta altezza il fenomeno può essere studiato con la formula empirica di Bligh

$$L_a > C * H$$

dove:

- $L_a$  è lunghezza di base del rilevato;
- $H$  è l'altezza massima del rilevato.

Assunto nel caso in esame C pari a 2 (Argilla compatta), si ottiene

$$L_a \approx 15 > 2 * 4 = 8 \text{ m}$$

**Poiché la disuguaglianza è verificata, si ritiene positiva la verifica a sifonamento.**