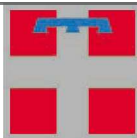


REGIONE PIEMONTE



UNIONE MONTANA VALSESIA PROVINCIA DI VERCELLI

LAVORI DI COMPLETAMENTO PERCORSO CICLO-PEDONALE DELLA VALSESIA NEL COMUNE DI SCOPA

PSR 2014-2020 Mis7 - Sottomisura 7.5 - Operazione 7.5.1
Infrastrutture turistico ricreative ed informazione

PROGETTO ESECUTIVO

TIMBRO DELL'ENTE

.....

Il Presidente
(legale rappresentante dell'Ente)

.....

VISTO
Il tecnico

.....

ELAB.

SCALA

E4

-

RELAZIONE STRUTTURALE

COD.

REV.

DATA

DESCRIZIONE

106_16

00

LUGLIO 2018

EMISSIONE

STUDIO ARPS
INGEGNERIA CIVILE-IDRAULICA
Ing. Rossana Appendino

Via Vignati, n.14 - 10040 San Gillio (TO)
Tel.-Fax 011/9840854 Cell. 335 8379321
E-mail: ing.appendino@studioarps.it

REGIONE PIEMONTE**PROVINCIA DI VERCELLI****UNIONE MONTANA VALSESIA**

PSR 2014-2020 Mis7 - Sottomisura 7.5 - Operazione 7.5.1
Infrastrutture turistico ricreative ed informazione

LAVORI DI COMPLETAMENTO PERCORSO CICLO-PEDONALE DELLA VALSESIA
NEL COMUNE DI SCOPA

PROGETTO ESECUTIVO**RELAZIONE STRUTTURALE****SOMMARIO**

| | |
|---|-----------|
| OGGETTO | 3 |
| DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO | 3 |
| NORMATIVE DI RIFERIMENTO | 4 |
| CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO E DELL'ANALISI | 4 |
| Tipologie di analisi svolte dal software | 4 |
| Analisi sismica | 4 |
| CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 5 |
| PARAMETRI GEOTECNICI | 6 |
| Depositi superficiali | 6 |
| PONTE AD UNICA CAMPATA CON TRAVI A T ROVESCIA AFFIANCATE | 7 |
| DIMENSIONAMENTO ELEMENTI STRUTTURALI | 7 |
| ANALISI DEI CARICHI | 7 |
| Carichi permanenti strutturali G1 | 7 |
| Carichi permanenti non strutturali G2 | 7 |
| Azioni variabili da traffico | 7 |
| Azione della neve | 8 |
| Azione del vento | 8 |
| Azioni sismiche | 9 |
| Azione sismica di base | 9 |
| Categoria di sottosuolo | 10 |
| Condizioni topografiche | 10 |
| Azione sismica di riferimento | 10 |
| COMBINAZIONE DEI CARICHI | 12 |
| Combinazioni SLU | 12 |
| 106_16 D-ESE E4 RELAZIONE STRUTTURALE.docx | 1 |

| | |
|--|-----------|
| Combinazioni sismiche | 13 |
| VERIFICHE DI SICUREZZA | 14 |
| Verifiche agli Stati Limite Ultimi | 14 |
| Dati di input della struttura | 14 |
| SPALLA DI APPOGGIO IN SPONDA DESTRA | 16 |
| CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA | 16 |
| DIMENSIONAMENTO ELEMENTI STRUTTURALI | 16 |
| Sollecitazioni muro | 16 |
| Calcolo delle spinte per le verifiche globali | 16 |
| Convenzione segni | 16 |
| Schematizzazione della struttura e dei vincoli | 16 |
| Modellazione della struttura e dei vincoli | 17 |
| Schematizzazione delle azioni | 17 |
| Tipologia di calcolo adottato | 17 |
| Modellazione delle azioni | 18 |
| VERIFICHE SOLLECITAZIONALI E DI STABILITA' (spalla impalcato) | 21 |
| 1. Risultati verifiche struttura | 21 |
| 2. Sollecitazioni totali | 21 |
| 3. Sollecitazioni nodi strutturali | 22 |
| 4. Verifica mediopalo più sollecitato (A1+M1+R1) | 22 |
| ANALISI STABILITA' GLOBALE | 24 |
| 1. Definizione | 24 |
| 1. Introduzione all'analisi di stabilità | 24 |
| 2. Metodo equilibrio limite (LEM) | 24 |
| 3. Metodo dei conci | 24 |
| 4. Dati generali di progetto | 25 |

OGGETTO

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento delle opere strutturali relative al progetto per la realizzazione di due nuovi attraversamenti rispettivamente sui Rii Oriolaccio Piccolo, in Val Sesia, nel Comune di Scopa, in provincia di Vercelli.

Trattasi nel dettaglio di:

1. ponte ad unica campata con sezione a travi precomprese affiancate e getto di completamento in calcestruzzo;
2. spalle di appoggio su entrambe le sponde in calcestruzzo armato e fondazioni profonde in mediopali;

Si è ritenuto di riportare i calcoli e le verifiche dei manufatti nonché delle loro sezioni ritenute le più caratteristiche e significative. Ulteriori analisi e verifiche saranno fornite nelle successive fasi di progettazione.

Per la localizzazione e le caratteristiche geometriche degli interventi si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

Le opere di progetto per le quali è richiesto il calcolo di predimensionamento e la conseguente verifica strutturale sono:

1. Ponte ciclo-pedonale con impalcato a travi precomprese affiancate, soletta collaborante e spalle in c.a.

a. *Strutture di appoggio:* l'opera in progetto è costituita da:

- i. *Lunghezza impalcato:* 13.00 m;
- ii. *Interasse tra gli appoggi:* 12.50 m;
- iii. *Larghezza impalcato (soletta):* 2.52 m;
- iv. *Larghezza sede stradale-camminamento:* 2.02 m; (con tolleranza posa travi)
- v. *Fondazioni spalle:* in calcestruzzo armato e fondazioni profonde in mediopali;
- vi. *Struttura portante:* travi a T rovescia affiancate con soletta collaborante;
- vii. *Altezza travi precomprese:* 0.49 m;
- viii. *Larghezza ala inferiore:* 0.50 m;
- ix. *Altezza soletta collaborante:* 16.00 cm;

Le principali fasi di costruzione possono essere così sintetizzate:

1. allestimento cantiere, aree di stoccaggio e di manovra;
2. realizzazione sbancamenti aree di fondazione;
- a) costruzione fondazioni e murature in elevazione spalle;
- b) assemblaggio e posa travi principali;
- c) armatura e getto soletta collaborante;
- d) realizzazione opere accessorie impalcato;
- e) asfaltature ripristini e chiusura cantiere.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura in oggetto è stata eseguita utilizzando i metodi della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e Leggi vigenti sotto elencate:

- ❖ **C.N.R. 10011/85.**
Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, e la manutenzione.
- ❖ **C.N.R. 10024/86 del 23/07/1986.**
Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.
- ❖ **D.M. 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".*
- ❖ **Circ. Min. 24/09/1988 n. 30483:** *"Norme tecniche per terreni e fondazioni: istruzioni applicative del D.M. 11/03/1988".*
- ❖ **D.M. LL.PP. del 4/05/1990**
"Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
- ❖ **D.M. 09/01/1996**
"Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- ❖ **D.M. 16/01/1996**
"Norme Tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- ❖ **Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC:** *"Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi".*
- ❖ **Circ. Min. 15/10/1996 n. 252:** *"Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".*
- ❖ **OPCM 3274 del 20 marzo 2003**
 1. "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
 2. "Allegato 2" - *Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.*
 3. "Allegato 3" - *Norme tecniche per il progetto sismico dei ponti.*
 4. "Allegato 4" - *Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni.*
- ❖ **Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.**
- ❖ **Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnica.**
- ❖ **D.Min. Infrastrutture 14/01/2008 - Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.**

CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO E DELL'ANALISI

L'analisi strutturale del progetto e le relative verifiche effettuate sono state condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatici. In conformità con quanto richiesto dalle NTC 2008 § 10.2 si riporta che le impostazioni generali impiegate nella modellazione dell'elemento strutturale in esame sono da ritenersi idonee e sufficienti per questa fase di calcolo. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi di prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Tipologie di analisi svolte dal software

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento.

Analisi sismica

In questa fase preliminare e considerando l'area ricadente in "ZONA 4" (bassa sismicità) si sono riportati i dati caratteristici dei dati sismici escludendo però le combinazioni sismiche pseudo-statiche corrispondenti alle direzioni +X e -X rispettivamente.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

▪ Calcestruzzo per getto di sottofondazioni:

| | | |
|-------------|----------------------------|---|
| $C_{12/15}$ | = 15.00 N/mm ² | (resistenza caratteristica a compressione (28 giorni)) |
| E_c | = 26'000 N/mm ² | (valore medio del modulo secante) |
| f_{ck} | = 12.00 N/mm ² | (resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls) |
| f_{ctm} | = 1.60 N/mm ² | (resistenza caratteristica media a trazione del cls) |

▪ Calcestruzzo per getto fondazioni, mediopali, elevazioni e solai opere esterne:

| | | |
|-------------|----------------------------|---|
| $C_{28/35}$ | = 35.00 N/mm ² | (resistenza caratteristica a compressione (28 giorni)) |
| E_c | = 32'900 N/mm ² | (valore medio del modulo secante) |
| f_{ck} | = 28.00 N/mm ² | (resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls) |
| f_{ctm} | = 2.81 N/mm ² | (resistenza caratteristica media a trazione del cls) |

▪ Calcestruzzo per travi precomprese:

| | | |
|-------------|----------------------------|---|
| $C_{45/55}$ | = 55.00 N/mm ² | (resistenza caratteristica a compressione (28 giorni)) |
| E_c | = 36'000 N/mm ² | (valore medio del modulo secante) |
| f_{ck} | = 45.00 N/mm ² | (resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls) |
| f_{ctm} | = 3.80 N/mm ² | (resistenza caratteristica media a trazione del cls) |

▪ Caratteristiche fisico - meccaniche del calcestruzzo:

| | |
|--|---------------------------------------|
| $\nu = 0,15$ | (coefficiente di Poisson) |
| $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ | (coefficiente di dilatazione termica) |
| $\gamma = 2500 \text{ daN/m}^3$ | (peso specifico calcestruzzo armato) |

▪ Acciaio ordinario ad aderenza migliorata tipo B450 C controllato in stabilimento:

| | | |
|---------------------|----------------------------|---|
| $f_{y \text{ nom}}$ | = 450.00 N/mm ² | (tensione caratteristica di snervamento) |
| $f_{t \text{ nom}}$ | = 540.00 N/mm ² | (tensione caratteristica di rottura) |
| f_{yd} | = 391.30 N/mm ² | (tensione caratteristica di calcolo o progetto) |

▪ Acciaio da precompressione in trefoli Ø 0.6":

| | |
|---|---|
| $f_{ptk} \geq 18000 \text{ daN/cm}^2$ | |
| $f_{p(1)k} \geq 14000 \text{ daN/cm}^2$ | (con trattamento di stabilizzazione ai fini della riduzione del rilassamento) |

▪ Acciaio carpenterie metalliche Fe510 :

| | |
|---|--|
| per acciai strutturali e spessori compresi: | $t \leq 40 \text{ mm}$ |
| $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ | (tensione caratteristica di snervamento) |
| $f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ | (tensione caratteristica di rottura) |
| $f_{yd} = 338 \text{ N/mm}^2$ | (resistenza di calcolo allo Stato Limite Ultimo) |
| $\gamma_s = 1.05$ | (Fattore di sicurezza parziale del materiale) |
| $\gamma = 78.60 \text{ kN/m}^3$ | (Peso specifico) |
| $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ | (Modulo di elasticità) |

PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle osservazioni litologiche effettuate sul tratto interessato dall'intervento, e dall'analisi delle carte geologico-tecniche disponibili in letteratura, è possibile distinguere due unità geotecniche principali. Si espone pertanto la caratterizzazione geotecnica dei materiali interessati dal progetto, attraverso un modello geotecnico che è stato uniformato al modello geologico di cui si rimanda alla futura relazione geologica, ovvero:

- Livello superiore : materiali granulari eterometrici sciolti
- Livello inferiore : roccia litoide

Depositi superficiali

Per il dimensionamento delle opere nel progetto si riportano i seguenti valori dei parametri geotecnici fondamentali:

| | | |
|--------------------------------|----------|--------------------------|
| Peso di volume | γ | 18.50 kN m ⁻³ |
| Coesione | c' | 0 kPa |
| Angolo di resistenza al taglio | ϕ' | 32° |
| Modulo elastico | E | 14 MPa |

che, tenendo conto del comportamento meccanico sopracitato, si ritengono adeguati a descrivere in termini conservativi i materiali granulari eterometrici sciolti.

PONTE AD UNICA CAMPATA CON TRAVI A T ROVESCIA AFFIANCATE

DIMENSIONAMENTO ELEMENTI STRUTTURALI

L'impalcato sarà progettato dal costruttore delle travi precomprese per la 2° categoria di ponti. Si procede quindi al solo calcolo della combinazione di carichi che generano le sollecitazioni con effetto maggiore sulle spalle. L'effetto tagliante sarà generato in prossimità della spalla stessa e valutato nel modello di carico della trave semplicemente appoggiata.

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti strutturali G1

- Peso proprio della soletta in c.a. $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$
(essendo lo spessore pari a 0.65 m, si considerano:
 $25.00 \cdot 0.65 = 16.25 \text{ kN/m}^2$

Carichi permanenti non strutturali G2

- | | | |
|---|---------------------------------|------------------------|
| •Peso proprio della soletta in c.a. | $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ | |
| (essendo lo spessore del cordolo lato strada per la posa delle barriere di sicurezza pari a 0.10 m, si considerano: | | |
| $25.00 \cdot 0.10 \cdot 0.25 \cdot 2.00 =$ | | 1.25 kN/m |
| •Peso proprio conglomerato bituminoso | $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$ | |
| (essendo lo spessore pari a 0.05 m , si considerano: | | |
| $25.00 \cdot 0.05 =$ | | 1.25 kN/m ² |
| •Peso proprio barriere di sicurezza | $\gamma = 1.50 \text{ kN/m}$ | |
| $1.00 \cdot 2.00 =$ | | 2.00 kN/m |
| | | <hr/> |
| | | 20.75 kN/m |

Azioni variabili da traffico

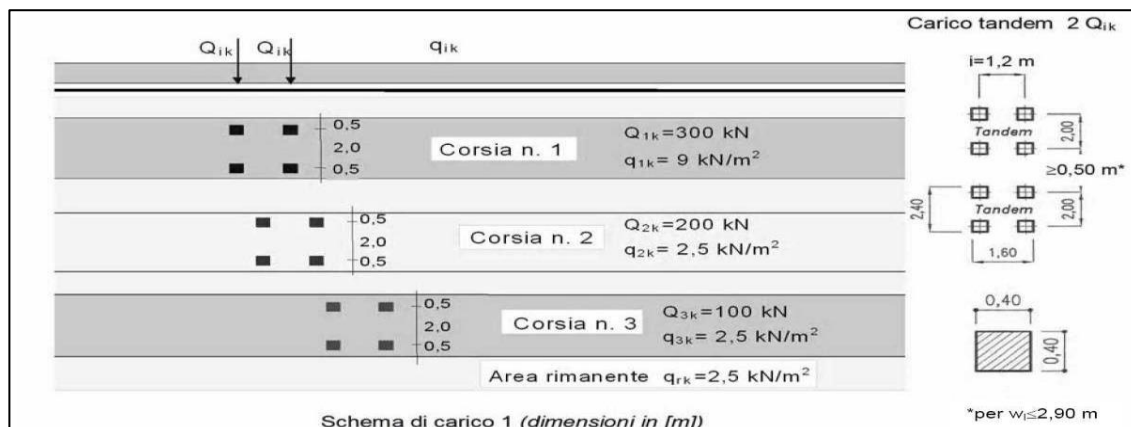
- Carichi da traffico verticali

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero intero possibile di tali corsie su di essa sono indicate in fig. 5.1.1 e tab. 5.1.I del Dm 14/01/2008

Nel caso in oggetto considerando l'ubicazione delle opere (montagna), la destinazione d'uso, ed il volume contenuto di traffico, la carreggiata è stata assunta di larghezza complessiva pari a 2.50 m e pertanto:

w= 2.50 m (larghezza complessiva carreggiata)

$w_l=2.00$ m (larghezza singola corsia adottata)



La disposizione e la numerazione delle corsie intere così ottenute sarà determinata in modo da indurre le condizioni di carico più sfavorevoli.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli schemi di carico di seguito riportati (cfr. Norme Tecniche 5.1.3.3.3.).

- Schema di carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40m e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nella figura allegata. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.
- Schema di carico 2: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.
- Schema di carico 3: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.
- Schema di carico 4: è da assumere a riferimento solo per verifiche locali; si considererà nelle successive fasi della progettazione.
- Schema di carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5.00 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2.50 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.
- Schema di carico 6.a, b, c: carichi da adottare per luci maggiori di 300m; non riguarda il caso in oggetto.

Per i ponti di 2a Categoria si devono considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse $Q_{1k} = 240 \text{ kN}$ ed un carico distribuito $q_{ik} = 7,20 \text{ [kN/m}^2\text{]}$. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1° Categoria.

•Incremento dinamico

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

•Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1;

per ponti di 1° categoria è uguale a:

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0.60 \cdot (2Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$q_3 = 0,60 \cdot (2 \cdot 240) + 0,10 \cdot 7,20 \cdot 2,00 \cdot 11,00 = 522 \text{ kN}$$

$$q_3 = 303.84 \text{ N}$$

•Azione centrifuga

L'asse planimetrico longitudinale del ponte è rettilineo. Si assume quindi $R = \infty$.

$R > 1500$

$Q_4 = 0 \text{ kN}$

Azione della neve

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico; per la zona in oggetto risulta inferiore ai carichi stradali, di conseguenza risulta non dimensionante per le strutture del ponte.

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

Comune di Scopa (VC) in Zona I - Alpina, $a_s = 650 \text{ m}$

$$\mu_i = 0.8$$

$$q_{sk} = 1,39 \cdot [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 = 2.49 \text{ kN/m}^2$$

$$C_E = 1.1$$

$$C_t = 1$$

$$q_s = 0,8 \cdot 2.49 \cdot 1,1 \cdot 1 = 2,20 \text{ kN/m}^2$$

Azione del vento

L'azione del vento è assimilata ad una pressione statica equivalente con valore caratteristico pari a

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

q_b pressione cinetica di riferimento

C_e coefficiente di esposizione

C_p coefficiente di forma

C_d coefficiente dinamico

nel caso in progetto si ritiene di non considerare gli effetti del vento sulla struttura.

Azioni sismiche

Con la deliberazione 19/01/10, n.11-13058 e la successiva D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011 B.U. n.50 del 15.12.2011, contestualmente all'aggiornamento e adeguamento delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico la Giunta della Regione Piemonte ha provveduto all'aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche in virtù delle disposizioni dell'O.P.C.M. 3519/06.

Secondo tale documento, il Comune di Scopa è classificato in Zona 4.

Il grado di pericolosità sismica viene correlato alla risposta sismica di sito a_g , valore di accelerazione orizzontale massima attesa per eventi con differente tempo di ritorno T_R , espresso in termini di g (accelerazione di gravità), definita per ciascun punto del reticolo di riferimento nazionale rappresentato da una maglia regolare i cui nodi sono situati ad una distanza non superiore a 10 km.

La figura 1 rappresenta la porzione del reticolo che comprende il sito di progetto, con valori di a_g riferiti ad una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, equivalente a $T_R=949$ anni, e corrispondente frequenza annuale di superamento pari a 0,0021. Si è infatti assunto, in prima istanza:

- Vita nominale $V_N=50$ (opere ordinarie)
- Classe d'uso II a cui compete un valore del coefficiente d'uso $C_U=2,0$

Condizione prestazionale SLV (Stato limite di salvaguardia della vita), a cui compete una probabilità di eccedenza $P_{VR}=10\%$

Pertanto, il periodo di riferimento V_R sarà :

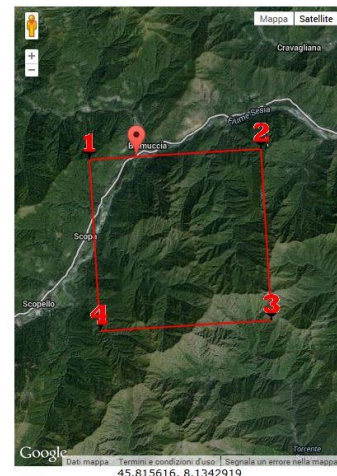
$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

e il tempo di ritorno T_R :

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni}$$

Per tali condizioni, la maglia elementare del reticolo che comprende il sito di progetto è caratterizzata da un valore di a_g di picco compreso tra 0,027 e 0,074 g.

| | ID | Latitudine [°] | Longitudine [°] | Distanza [m] |
|--------|-------|-------------------|--------------------|-----------------|
| Sito 1 | 10470 | 45,816110 | 8,115851 | 1514,3 |
| Sito 2 | 10471 | 45,819250 | 8,187287 | 4033,7 |
| Sito 3 | 10693 | 45,769350 | 8,191723 | 6828,5 |
| Sito 4 | 10692 | 45,766220 | 8,120301 | 5717,4 |



Azione sismica di base

- VALORE DEI PARAMETRI DELL'AZIONE SISMICA DI BASE

Viene definita l'azione sismica di base (substrato rigido e superficie topografica orizzontale) per il sito di progetto, per differenti condizioni prestazionali (SLO, SLD, SLV, SLC), diversi tempi di ritorno T_R e relative probabilità di eccedenza P_{VR} , con riferimento ad una vita nominale dell'opera $V_N=50$ anni, classe dell'edificio = II e coefficiente d'uso $C_U=2,0$.

La tabella riporta il valore dei seguenti parametri spettrali:

- a_g accelerazione orizzontale massima attesa su riferimento rigido
- 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

| SITO DI PROGETTO – Scopa-Balmuccia (VC) | | | | | |
|---|------------|-------|-------|---------|-------|
| T_R | P_{VR50} | a_g | F_0 | T_c^* | |
| [anni] | (%) | [g] | [-] | [s] | |
| Operatività (SLO) | 30 | 81 | 0,020 | 2,563 | 0,157 |
| Danno (SLD) | 50 | 63 | 0,025 | 2,541 | 0,191 |
| Salvaguardia della vita (SLV) | 475 | 10 | 0,052 | 2,677 | 0,288 |
| Prevenzione dal collasso (SLC) | 975 | 5 | 0,063 | 2,760 | 0,306 |

Tab.1 - Parametri di pericolosità sismica per il sito di progetto

Categoria di sottosuolo

Nella fase attuale di indagine e rilievo geologico non è stata condotta alcuna prova diretta o indiretta per la definizione della categoria sismica di sottosuolo per ciò che concerne l'esatta ubicazione delle opere in progetto. Sono state però effettuate di recente prove sismiche, e di campionamento per ciò che concerne i terreni sciolti; puntuali mediante sclerometri digitali e stendimenti per ciò che concerne l'ammasso roccioso a distanze non superiori i 200 metri dal sito in oggetto.

Per altro, con approccio qualitativo ed alla luce dei rilievi condotti è possibile attribuire il substrato del sito alla categoria Categoria C, ovvero a: "Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m."

| Categoria | Descrizione |
|-----------|---|
| A | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| C | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| D | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina). |
| E | Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s). |
| S1 | Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche. |
| S2 | Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti. |

Categorie di sottosuolo ex NTC08

Condizioni topografiche

La configurazione plano-altimetrica locale è compatibile con la Categoria T1 "Pendii con inclinazione media $i < 15^\circ$ "

Azione sismica di riferimento

Secondo le NTC08 l'azione sismica di riferimento può essere descritta per mezzo del valore di accelerazione orizzontale di picco attesa in superficie, definita dall'azione sismica di base, modificata per tener conto degli effetti litologici e topografici di sito. Convenzionalmente, in assenza di valutazioni più specifiche, viene assunto un valore dello smorzamento pari al 5% . La tabella seguente caratterizza la risposta sismica locale con riferimento ai valori dei parametri spettrali di base, alla categoria di sottosuolo ed alle condizioni topografiche esposte in precedenza.

| | S_s [-] | S_t [-] | S [-] | C_c [-] | K_h [-] | K_v [-] | a_{max} [g] | a_{max} [m/s ²] | Beta [-] |
|-----|--------------|--------------|------------|--------------|--------------|--------------|------------------|----------------------------------|-------------|
| SLO | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,004 | 0,002 | 0,019 | 0,193 | 0,200 |
| SLD | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,005 | 0,003 | 0,025 | 0,247 | 0,200 |
| SLV | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,010 | 0,005 | 0,051 | 0,513 | 0,200 |
| SLC | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 1,000 | 0,013 | 0,006 | 0,061 | 0,615 | 0,200 |

Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione

(componente orizzontale)

Con:

- S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica
- S_t coefficiente di amplificazione topografica
- S $S_s \cdot S_t$
- C_c coefficiente di amplificazione di T_c^* , funzione della categoria di sottosuolo
- a_{max} accelerazione massima attesa al sito ($a_{max} = S \cdot a_g$)

Per quanto concerne lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale, indipendentemente dalla categoria di sottosuolo: $S_s=1,0$; $T_B=0,05$; $T_C=0,15$; $T_D=1,0$.

Pertanto:

| | S [-] | T _B [s] | T _C [s] | T _D [s] | F _V [-] |
|-----|----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| SLO | 1,0 | 0,05 | 0,15 | 1,00 | 0,500 |
| SLD | 1,0 | 0,05 | 0,15 | 1,00 | 0,563 |
| SLV | 1,0 | 0,05 | 0,15 | 1,00 | 0,846 |
| SLC | 1,0 | 0,05 | 0,15 | 1,00 | 0,955 |

*Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione
(componente verticale)*

Dove F_V rappresenta il fattore di amplificazione spettrale verticale massima

Si rimanda agli elaborati di calcolo strutturale delle fasi successive per la definizione dell'azione sismica di progetto.

COMBINAZIONE DEI CARICHI

Combinazioni SLU

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

| Gruppo di azioni | Carichi sulla carreggiata | | | | | Carichi su marciapiedi e piste ciclabili |
|--------------------|---|----------------------------------|--|-----------------------|------------------------|---|
| | Carichi verticali | | | Carichi orizzontali | | Carichi verticali |
| | Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6) | Veicoli speciali | Folla (Schema di carico 5) | Frenatura q_3 | Forza centrifuga q_4 | Carico uniformemente distribuito |
| 1 | Valore caratteristico | | | | | Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ² |
| 2 a | Valore frequente | | | Valore caratteristico | | |
| 2 b | Valore frequente | | | | Valore caratteristico | |
| 3 ^(*) | | | | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ² |
| 4 ^(**) | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ² | | | Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ² |
| 5 ^(***) | Da definirsi per il singolo progetto | Valore caratteristico o nominale | | | | |

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V. fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

| | | Coefficiente | EQU ⁽¹⁾ | A1 STR | A2 GEO |
|--|-------------|---|---------------------|---------------------|--------|
| Carichi permanenti | favorevoli | γ_{G1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,10 | 1,35 | 1,00 |
| Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾ | favorevoli | γ_{G2} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Carichi variabili da traffico | favorevoli | γ_Q | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,35 | 1,35 | 1,15 |
| Carichi variabili | favorevoli | γ_{Qi} | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,50 | 1,50 | 1,30 |
| Distorsioni e presollecitazioni di progetto | favorevoli | γ_{e1} | 0,90 | 1,00 | 1,00 |
| | sfavorevoli | | 1,00 ⁽³⁾ | 1,00 ⁽⁴⁾ | 1,00 |
| Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari | favorevoli | $\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$ | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | sfavorevoli | | 1,20 | 1,20 | 1,00 |

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

| Azioni | Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV) | Coefficiente ψ_0 di combinazione | Coefficiente ψ_1 (valori frequenti) | Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti) |
|-------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---|
| Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV) | Schema 1 (Carichi tandem) | 0,75 | 0,75 | 0,0 |
| | Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schemi 3 e 4 (carichi concentrati) | 0,40 | 0,40 | 0,0 |
| | Schema 2 | 0,0 | 0,75 | 0,0 |
| | 2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 3 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | 4 (folla) | ---- | 0,75 | 0,0 |
| | 5 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Vento q_5 | Vento a ponte scarico | | | |
| | SLU e SLE | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| | Esecuzione | 0,8 | ---- | 0,0 |
| Neve q_5 | Vento a ponte carico | 0,6 | | |
| | SLU e SLE | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | esecuzione | 0,8 | 0,6 | 0,5 |
| Temperatura | T_k | 0,6 | 0,6 | 0,5 |

Combinazione fondamentale utilizzata per gli stati limite ultimi:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazioni sismiche

Per la determinazione degli effetti di tali combinazioni, si farà riferimento nelle successive fasi di progettazione alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico, non trattandosi di un ponte in zona urbana di intenso traffico.

Combinazione per le azioni sismiche: $G_1 + G_2 + E$

VERIFICHE DI SICUREZZA

Si dovranno effettuare le verifiche allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si deve verificare che:

$$E_d \leq R_d$$

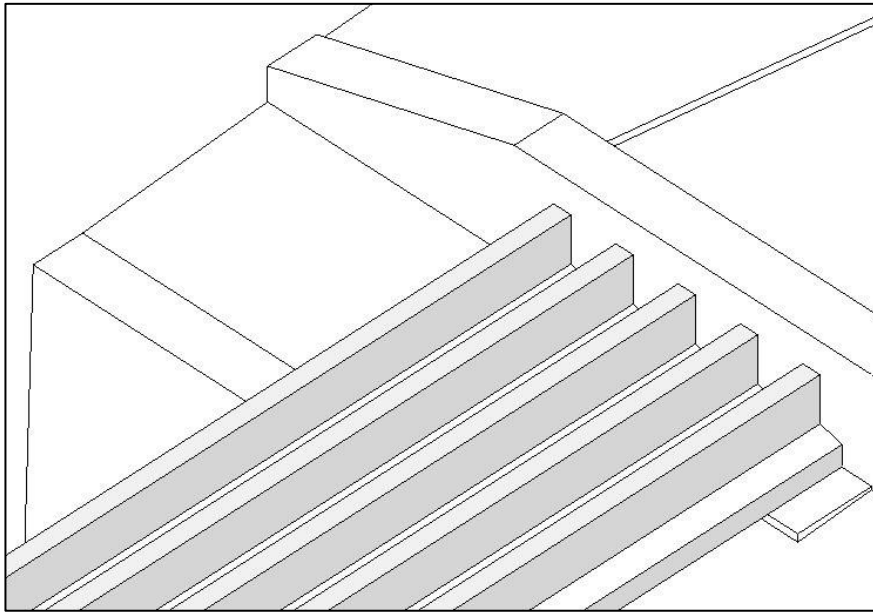
dove:

E_d = valore di progetto degli effetti delle azioni

R_d = corrispondente resistenza di progetto.

Dati di input della struttura

PONTE IN CALCESTRUZZO ARMATO PRECOMPRESSO COSITUITO DA TRAVI A T ROVESCIO ACCOSTATE E GETTO DI COMPLETAMENTO



Caratteristiche travi impalcato:

| | |
|--|-------|
| Larghezza piattabanda inferiore travii: (mm) | 500.0 |
| Altezza totale: (mm) | 490.0 |
| Spessore anima: (mm) | 140.0 |
| Spessore anima: t_w (mm) | 25.0 |

Caratteristiche soletta in calcestruzzo:

| | |
|--------------------------------------|--------|
| Larghezza totale: (mm) | 2500.0 |
| Spessore solaio collaborante: (mm) | 160.0 |
| Spessore complessivo impalcato: (mm) | 650.0 |

Armatura soletta

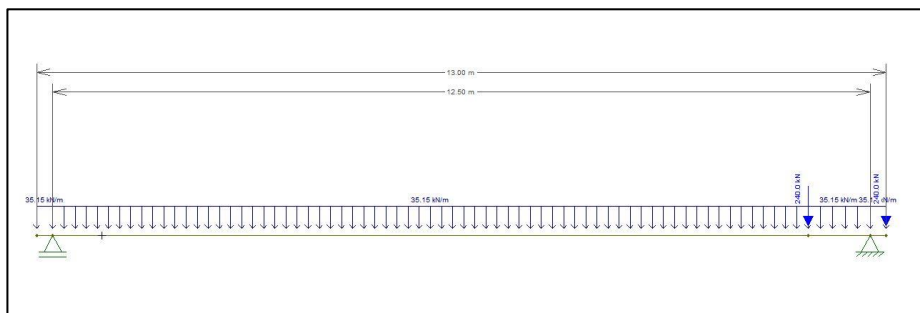
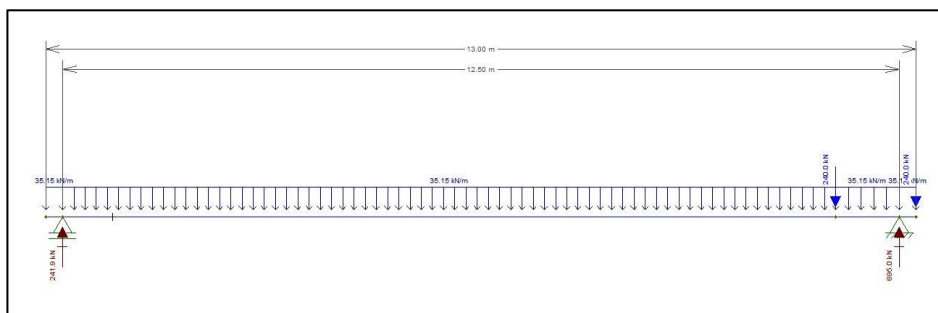
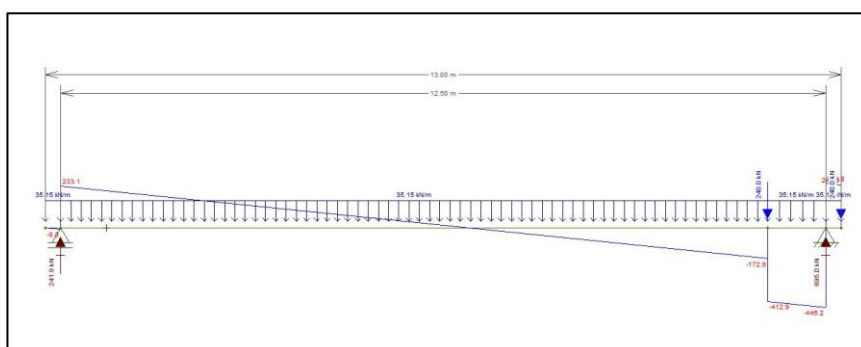
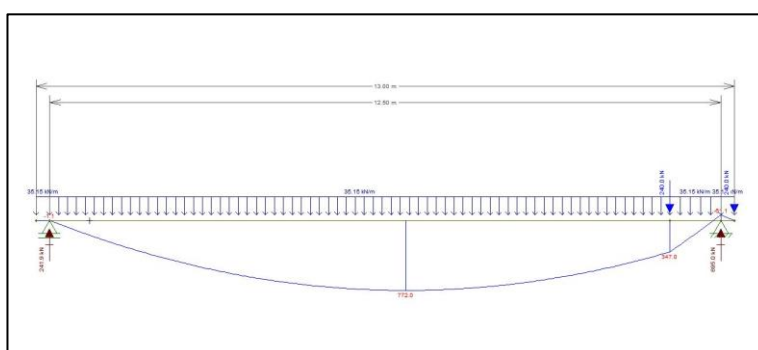
| | |
|--------------------|----|
| Passo armature(mm) | 20 |
| Diametro barre(mm) | 12 |

Carichi considerati

| | |
|---|---------|
| Carichi Permanenti (G_1+G_2): (kN) | 20.75 |
| Carichi Distribuiti (q_{1k}) $>> 7.20 \times w_l = 7.20 \times 2.00$: (kN) | 14.40 |
| | 35.15 |
| Carichi Tandem (Q_{1k}): (kN) | 240+240 |

Si riportano, di seguito, i calcoli di predimensionamento sviluppati per l'opera d'arte in oggetto.

Dal punto di vista delle configurazioni di carico si sono ottenuti i seguenti schemi sollecitazionali principali e si riportano alcuni di questi:

*Sollecitazioni di carico di progetto**Reazioni vincolari massime sulla spalla**Sollecitazioni di taglio massimo**Sollecitazioni di momento*

Considerando la larghezza complessiva delle spalle pari a 2.90 m si ritiene di imporre nella verifica delle stesse un carico concentrato a ml. di struttura pari a:
 $695.00/3.00 \approx 235.00 \text{ kN/m}$

SPALLA DI APPOGGIO IN SPONDA DESTRA

CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

La zona d'intervento risulta essere caratterizzata dal terreno sopra descritto. In sede di progetto esecutivo si potranno eseguire ulteriori indagini in sito e si potranno apportare eventuali variazioni in merito alle carpenterie delle opere.

Per quanto concerne la capacità portante presunta del terreno si farà riferimento ad analisi effettuate su siti in zona.

La soluzione adottata per la fondazione della spalla è del tipo indiretto con fondazioni profonde in micropalì in modo tale da avere una distribuzione delle sollecitazioni in profondità ed evitare eventuali fenomeni di scalzamento, con conseguenti cedimenti differenziati. Inoltre si è ritenuto di non influenzare le attuali difese spondali imponendo agli attraversamenti luci maggiori di quanto necessario allo scopo di posare le stesse in posizione più arretrata rispetto le opere esistenti.

DIMENSIONAMENTO ELEMENTI STRUTTURALI

La struttura avrà le dimensioni:

| | |
|--|-----------|
| ➤ altezza paramento verticale fino al piano di posa impalcato: | 100.00 cm |
| ➤ spessore paramento verticale (costante): | 100.00 cm |
| ➤ altezza fondazione: | 40.00 cm |
| ➤ larghezza mensola di valle | 0.00 cm |
| ➤ larghezza mensola di monte: | 100.00 cm |
| ➤ larghezza dente di fondazione: | 0.00 cm |
| ➤ altezza dente di fondazione: | 0.00 cm |
| ➤ altezza dente di sommità: | 70.50 cm |
| ➤ spessore dente di sommità: | 40.00 cm |
| ➤ diametro perforazioni mediopali: | 54.00 cm |
| ➤ lunghezza micropali: | 700.00 cm |
| ➤ interasse micropali: | 180.00 cm |

complessivamente il basamento di fondazione avrà le dimensioni di : 300.00 x 200.00 cm e sarà completato da uno spessore di magrone pari a 15.00 cm sporgente dalla base magrone di 15.00 cm circa.

Sollecitazioni muro

Per il calcolo delle sollecitazioni il muro è stato discretizzato in n-tratti in funzione delle sezioni significative e per ogni tratto sono state calcolate le spinte del terreno (valutate secondo un piano di rottura passante per il paramento lato monte) , le risultanti delle forze orizzontali e verticali e le forze inerziali.

Calcolo delle spinte per le verifiche globali

Le spinte sono state valutate ipotizzando un piano di rottura passante per l'estradosso della mensola di fondazione lato monte, tale piano è stato discretizzato in n-tratti.

Convenzione segni

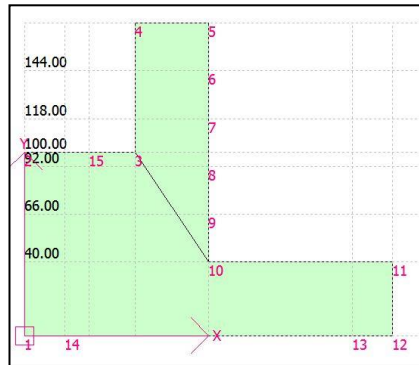
| | |
|--------------------------|---|
| Forze verticali | positive se dirette dall'alto verso il basso; |
| Forze orizzontali | positive se dirette da monte verso valle; |
| Coppie | positive se antiorarie; |
| Angoli | positivi se antiorari. |

Schematizzazione della struttura e dei vincoli

La struttura è costituita da:

n° 2 aste principali (1,2,3,4)

ogni asta in fase di calcolo viene poi suddivisa in elementi (conci) della lunghezza di 100 cm e collegati tra di loro per mezzo di ulteriori nodi generati ed analizzati dal programma di calcolo.



Schema di discretizzazione della struttura

Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura e' modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono tridimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne).

I vincoli (che impediscono solo lo spostamento verticale) sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

Schematizzazione delle azioni

In accordo con le sopracitate normative, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali;
- carichi permanenti portati dalla struttura;
 - carico impalcato e suoi accessori;
- carichi mobili definiti dalle normative;
- carico uniformemente distribuito sul terreno a lato dei piedritti dovuto al passaggio di mezzi durante l'esecuzione delle opere;

Le condizioni ed i casi di carico presi in conto nei calcoli sono specificati nella stampa dei dati di input.

In particolare sono previsti una serie di tabulati in cui compaiono:

- i valori delle reazioni vincolari;
- i valori degli spostamenti nodali;
- i dati della struttura
- la verifica dell'equilibrio strutturale
- le sollecitazioni nelle aste.

Tipologia di calcolo adottato

La struttura in questa fase di calcolo è stata analizzata e calcolata mediante il metodo degli Stati Limite Ultimi.

Il valore della tensione ammissibile sul terreno sarà imposto in funzione dei risultati ottenuti dal calcolo della stessa con i procedimenti conosciuti in fase preliminare al calcolo della struttura stessa.

| S.L. Stato limite | TR Tempo ritorno [anni] | ag [m/s ²] | FO [-] | TC* [sec] |
|----------------------|-------------------------------|---------------------------|-----------|--------------|
| S.L.O. | 30.0 | 0.2 | 2.56 | 0.16 |
| S.L.D. | 50.0 | 0.25 | 2.54 | 0.19 |
| S.L.V. | 475.0 | 0.51 | 2.68 | 0.29 |
| S.L.C. | 975.0 | 0.62 | 2.76 | 0.31 |

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Opere di sostegno

| S.L. Stato limite | amax [m/s ²] | beta [-] | kh [-] | kv [sec] |
|----------------------|-----------------------------|-------------|-----------|-------------|
| S.L.O. | 0.3 | 0.18 | 0.0055 | 0.0028 |
| S.L.D. | 0.375 | 0.18 | 0.0069 | 0.0034 |
| S.L.V. | 0.765 | 0.18 | 0.014 | 0.007 |
| S.L.C. | 0.93 | 0.18 | 0.0171 | 0.0085 |

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

Conglomerati

| Nr. | Classe Calce- struzzo | fck,cubi [Mpa] | Ec [Mpa] | fck [Mpa] | fcd [Mpa] | fctd [Mpa] | fctm [Mpa] |
|-----|--------------------------|-------------------|-------------|--------------|--------------|---------------|---------------|
| 1 | C28/35 | 35 | 32936.31 | 28 | 16.17 | 1.31 | 2.81 |

Acciai:

| Nr. | Classe ac- ciaio | Es [Mpa] | fyk [Mpa] | fyd [Mpa] | ftk [Mpa] | ftd [Mpa] | ep_tk | epd_ult | β1*β2 ini- ziale | β1*β2 finale |
|-----|---------------------|-------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------|---------|---------------------|--------------|
| 1 | B450C | 203940 | 458.87 | 399.01 | 550.64 | 399.01 | .075 | .0675 | 1 | 0.5 |
| 2 | S355H | 214137 | 367.09 | 319.17 | 520.05 | 367.09 | 0.012 | 0.01 | 1 | 0.5 |

Materiali impiegati realizzazione muro C28/35 B450C
Materiali impiegati realizzazione pali C28/35 B450C

Copriferro, Elevazione 5.0 cm
Copriferro, Fondazione 3.0 cm
Copriferro, Dente di fondazione 3.0 cm

Stratigrafia

DH Spessore strato
Eps Inclinazione dello strato.
Gamma Peso unità di volume
Fi Angolo di resistenza a taglio
c Coesione
Delta Angolo di attrito terra muro
P.F. Presenza di falda (Si/No)

| Ns | DH (cm) | Eps (°) | Gamma (KN/m ³) | Fi (°) | c (kPa) | Delta (°) | P.F. | Descrizione |
|----|------------|------------|-------------------------------|-----------|------------|--------------|------|------------------------------------|
| 1 | 70 | 0 | 18.63 | 32 | 0.00 | 24 | No | Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa |
| 2 | 1100 | 0 | 18.63 | 32 | 0.00 | 24 | No | Ghiaia con sabbia o ghaia sabbiosa |

Carichi concentrati

| Descrizione | Posizione x (cm) | Posizione y (cm) | Fx (kN/m) | Fy (kN/m) | Mz (kNm/m) |
|-------------|---------------------|---------------------|--------------|--------------|---------------|
| impalcato | 35.0 | 100.0 | 0.0 | 235.10 | 0.0 |

Carichi distribuiti

| Descrizione | Ascissa iniziale (cm) | Ascissa finale (cm) | Valore iniziale (kPa) | Valore finale (kPa) | Profondità (cm) |
|-------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|------------------------|--------------------|
| MEZZI | 0.0 | 500.0 | 20.0 | 20.0 | 0.0 |

FATTORI DI COMBINAZIONE

A1+M1+R1

| Nr. | Azioni | Fattore combinazione |
|-----|----------------------|----------------------|
| 1 | Peso muro | 1.00 |
| 2 | Spinta terreno | 1.30 |
| 3 | Peso terreno mensola | 1.00 |
| 4 | Spinta falda | 1.50 |
| 5 | Spinta sismica in x | 1.50 |
| 6 | Spinta sismica in y | 1.00 |
| 7 | MEZZI | 1.50 |
| 8 | impalcato | 1.50 |

| Nr. | Parametro | Coefficienti parziali |
|-----|-----------------------------|-----------------------|
| 1 | Tangente angolo res. taglio | 1 |
| 2 | Coesione efficace | 1.3 |
| 3 | Resistenza non drenata | 1.2 |
| 4 | Peso unità volume | 1 |

| Nr. | Carico limite | Coefficienti resistenze |
|-----|-----------------------|-------------------------|
| 1 | Punta | 1 |
| 2 | Laterale compressione | 1 |
| 3 | Coefficiente totale | 1 |
| 4 | Laterale (trazione) | 1 |
| 5 | Orizzontale | 1 |
| | Riduzione resistenza | Totale |

A2+M2+R2

| Nr. | Azioni | Fattore combinazione |
|-----|----------------------|----------------------|
| 1 | Peso muro | 1.00 |
| 2 | Spinta terreno | 1.00 |
| 3 | Peso terreno mensola | 1.00 |
| 4 | Spinta falda | 1.30 |
| 5 | Spinta sismica in x | 1.30 |
| 6 | Spinta sismica in y | 0.00 |
| 7 | MEZZI | 1.30 |
| 8 | impalcato | 1.30 |

| Nr. | Parametro | Coefficienti parziali |
|-----|-----------------------------|-----------------------|
| 1 | Tangente angolo res. taglio | 1.25 |
| 2 | Coesione efficace | 1.25 |
| 3 | Resistenza non drenata | 1.4 |
| 4 | Peso unità volume | 1 |

| Nr. | Carico limite | Coefficienti resistenze |
|-----|-----------------------|-------------------------|
| 1 | Punta | 1.7 |
| 2 | Laterale compressione | 1.45 |
| 3 | Coefficiente totale | 1.6 |
| 4 | Laterale (trazione) | 1.6 |
| 5 | Orizzontale | 1.6 |
| | Riduzione resistenza | Totale |

EQU+M2

| Nr. | Azioni | Fattore combinazione |
|-----|----------------------|----------------------|
| 1 | Peso muro | 0.90 |
| 2 | Spinta terreno | 1.10 |
| 3 | Peso terreno mensola | 0.90 |
| 4 | Spinta falda | 1.50 |
| 5 | Spinta sismica in x | 1.50 |
| 6 | Spinta sismica in y | 0.00 |
| 7 | MEZZI | 1.50 |
| 8 | impalcato | 1.50 |

| Nr. | Parametro | Coefficienti parziali |
|-----|-----------------------------|-----------------------|
| 1 | Tangente angolo res. taglio | 1.25 |
| 2 | Coesione efficace | 1.25 |
| 3 | Resistenza non drenata | 1.4 |
| 4 | Peso unità volume | 1 |

| Nr. | Carico limite | Coefficienti resistenze |
|-----|-----------------------|-------------------------|
| 1 | Punta | 1.7 |
| 2 | Laterale compressione | 1.45 |
| 3 | Coefficiente totale | 1.6 |
| 4 | Laterale (trazione) | 1.6 |
| 5 | Orizzontale | 1.6 |
| | Riduzione resistenza | Totale |

VERIFICHE SOLLECITAZIONALI E DI STABILITA' (spalla impalcato)

La stabilità dell'opera è garantita da:

1. peso della struttura
2. dimensioni mensola di valle
3. area impronta fondazione
4. attrito terreno-fondazione
5. dente di fondazione (non considerato nei calcoli)
6. peso del riempimento a tergo del paramento
7. parametri geotecnici caratteristici terreno di fondazione
8. attrito pali di fondazione

le verifiche fondamentali eseguite sono:

- Verifica al ribaltamento
- Verifica al carico limite verticale del palo
- Verifica palo max sollecitato

1. Risultati verifiche struttura

Nella tabella sono riportati i risultati ottenuti dall'elaborazione dei dati di input nelle diverse combinazioni associati ai rispettivi coefficienti di sicurezza;

| REPORT VERIFICHE STRUTTURA STRADALE | | | | |
|-------------------------------------|----------------------------|----------|----------|---------------|
| | | A1+M1+R1 | A2+M2+R2 | EQU+M2 |
| Momenti | Momento Ribaltante | 41.39 | 42.53 | 48.99 [kNm] |
| | Momento Stabilizzante | -243.15 | -221.05 | -235.99 [kNm] |
| Sollecitazioni | Sforzo Normale di Progetto | 499.65 | 456.30 | 510.52 [kN] |
| | Tagliante di Progetto | 40.29 | 40.54 | 46.00 [kN] |
| | Momento di Progetto | 0.00 | 0.00 | 0.00 [kNm] |
| Carico Limite Palo | Carico Limite | 1159.19 | 724.49 | 724.49 [kN] |
| | Fattore di Sicurezza | 2.15 | 1.46 | 1.32 [-] |
| Spostamenti | Accelerazione Critica | 0.6249 | 0.6249 | 0.6249 [-] |
| | Spostamento | 0.7042 | 0.7042 | 0.7042 [cm] |

2. Sollecitazioni totali

Le sollecitazioni complessive massime si hanno nella configurazione (A1+M1+R1) [STR]

- Fx Forza in direzione x (kN);
 Fy Forza in direzione y (kN);
 M Momento (kNm);

| | Fx | Fy | M |
|-------------------|--------------|---------------|----------------|
| Spinta terreno | 42.68 | 0.0 | 41.82 |
| Carichi esterni | 0.0 | 352.5 | -123.38 |
| Peso muro | 0.21 | 9.81 | -7.8 |
| Peso fondazione | 0.66 | 31.38 | -24.17 |
| Sovraccarico | 0.63 | 30.0 | -43.55 |
| Terr. fondazione | 0.59 | 28.0 | -42.03 |
| Spinte fondazione | -9.02 | 0.0 | -3.01 |
| | 35.74 | 451.69 | -202.11 |

Momento stabilizzante -243.5 kNm
 Momento ribaltante 41.39 kN m

3. Sollecitazioni nodi strutturali

Le sollecitazioni di momento maggiori sugli incastri si evidenziano nella combinazione n°1 con il relativo diagramma.

Si valuterà pertanto la massima sollecitazione associata alla minima sezione

- alla quota + 40 cm con spessore sezione pari a 40 cm (incastro mensola di monte-paramento verticale)
- alla quota + 40 cm con spessore sezione pari a 100 cm (paramento)
- agli incastri mensola di valle-paramento

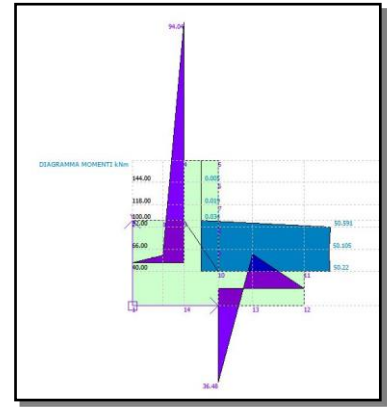


Figura : Diagramma Momenti - Combinazione A1+M1+R1

Il calcolo esecutivo delle armature della struttura si ricava utilizzando i metodi prescritti dalla Normativa vigente:

- Sati Limite Ultimi

4. Verifica mediopalo più sollecitato (A1+M1+R1)

I risultati delle analisi matematiche relative allo stato di sollecitazione sui micropali di fondazione, e riportati sotto, risultano pienamente soddisfacenti.

Verifica palo max sollecitato

Verifica palo max sollecitato

| | |
|---------------------|-----------|
| Forza orizzontale | 46.0 kN |
| Forza verticale (P) | 510.52 kN |

Dati palo

| | |
|-----------------|----------|
| Lunghezza | 700.0 cm |
| Diametro | 54.0 cm |
| Copriferro | 5.0 cm |
| Palo trivellato | |

Stratigrafia palo

Strato N° 1

| | |
|-----------------------------|----------------|
| Spessore strato | 700.0 cm |
| Peso unità di volume | 18.63 kN/m³ |
| Angolo di attrito | 32.0 ° |
| Coesione | 0.0 kPa |
| Modulo di elasticità | 68646.59 kPa |
| Modulo di reaz. orizzontale | 294199.5 kN/m³ |

Spostamenti e rotazioni in testa al palo di valle

| | |
|--------------------|-----------|
| Lunghezza d'onda | 134.23 cm |
| Cedimento del palo | 0.11 cm |
| Spostamento in x | 0.04 cm |
| Rotazione in testa | 0.02 ° |

Pressione limite orizzontale in corrispondenza della lunghezza d'onda 228.7 kPa

Carico limite verticale

| | |
|---|-------------|
| Carico limite di punta (Qp) | 869.05 kN |
| Carico limite laterale (Qs) | 290.14 kN |
| Coefficiente di sicurezza totale (FsT) | 1.6 |
| $R = ((Qp + Qs) / Xi3) / FsT$ | 724.49 kN |
| Peso palo (W) | 4007.89 Kg |
| Fattore di sicurezza $Fs = R / (P + W)$ | 1.32 |

Verifica palo in testa

| | |
|----------------------------------|-----------------------|
| Momento | 0.0 kNm |
| Sforzo normale | 510.52 kN |
| Taglio | 46.0 kN |
| Area ferri | 24.13 cm ² |
| Sforzo normale ultimo (Nu) | 510.52 kN |
| Momento flettente ultimo (Mu) | -257.68 kNm |
| Stato verifica a flessione | Verificata |
| Resistenza a taglio congl. (Vcd) | 560.14 kN |
| Resistenza a taglio staffe (Vwd) | 433.56 kN |
| Misura Sicurezza Taglio | 12.18 |

Verifica palo alla profondità di cm 168.00

| | |
|----------------------------------|-----------------------|
| Momento | 20.38 kNm |
| Sforzo normale | 519.95 kN |
| Taglio | 0.0 kN |
| Area ferri | 24.13 cm ² |
| Sforzo normale ultimo (Nu) | 519.96 kN |
| Momento flettente ultimo (Mu) | 258.59 kNm |
| Stato verifica a flessione | Verificata |
| Resistenza a taglio congl. (Vcd) | 560.14 kN |
| Resistenza a taglio staffe (Vwd) | 433.56 kN |
| Misura Sicurezza Taglio | 12.18 |

Verifiche palo alla profondità di cm 268.45

| | |
|----------------------------------|-----------------------|
| Momento | 8.03 kNm |
| Sforzo normale | 525.57 kN |
| Taglio | 0.0 kN |
| Area ferri | 24.13 cm ² |
| Sforzo normale ultimo (Nu) | 525.57 kN |
| Momento flettente ultimo (Mu) | 259.13 kNm |
| Stato verifica a flessione | Verificata |
| Resistenza a taglio congl. (Vcd) | 560.14 kN |
| Resistenza a taglio staffe (Vwd) | 433.56 kN |
| Misura Sicurezza Taglio | 12.18 |

ANALISI STABILITA' GLOBALE

1. 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.

1. Introduzione all'analisi di stabilità

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 caratteristiche 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.

2. 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.).

Nel seguito è illustrato il metodo dell'equilibrio limite dei conci.

3. 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:

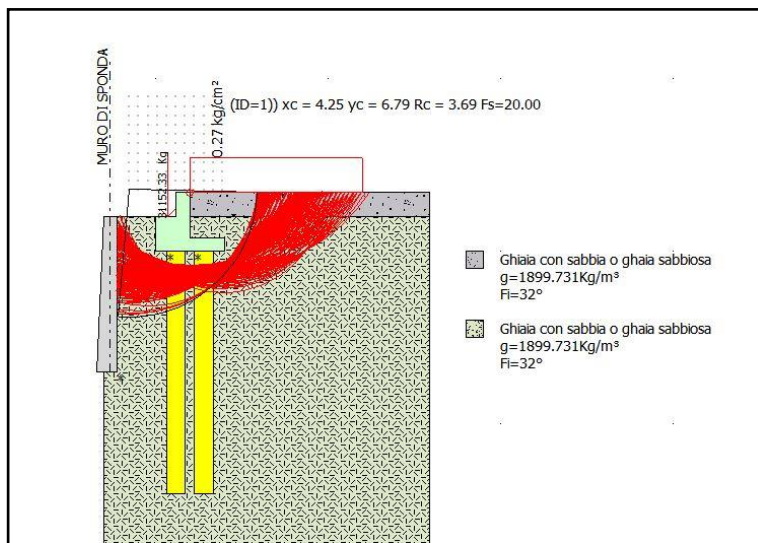
- Equazioni di equilibrio dei momenti n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n
- Equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n
- Equazioni relative al criterio di rottura n
- Totale numero di equazioni $4n$

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.

4. Dati generali di progetto

La sezione di progetto è stata così discretizzata e calcolata sulle coordinate del metodo di Fellenius, dal quale si ottiene il fattore di sicurezza minimo:



Discretizzazione sezione di progetto versante

Analisi di stabilità dei pendii con: BISHOP (1955)

| | |
|---|--------------------|
| Normativa | NTC 2008 |
| Numero di strati | 2.0 |
| Numero dei concetti | 10.0 |
| Grado di sicurezza ritenuto accettabile | 1.1 |
| Analisi | Condizione drenata |
| Superficie di forma circolare | |

Maglia dei Centri

| | |
|---|--------|
| Ascissa vertice sinistro inferiore xi | 4.25 m |
| Ordinata vertice sinistro inferiore yi | 6.79 m |
| Ascissa vertice destro superiore xs | 6.95 m |
| Ordinata vertice destro superiore ys | 9.49 m |
| Passo di ricerca | 10.0 |
| Numero di celle lungo x | 10.0 |
| Numero di celle lungo y | 10.0 |
| Coefficiente azione sismica orizzontale | 0.014 |
| Coefficiente azione sismica verticale | 0.007 |

Vertici profilo

| N | X m | y m |
|---|--------|--------|
| 1 | 3.5 | 1.5 |
| 2 | 4.1 | 1.5 |
| 3 | 4.1 | 6.0 |
| 4 | 5.0 | 6.0 |
| 5 | 5.6 | 6.0 |
| 6 | 6.0 | 6.7 |
| 7 | 6.0 | 6.7 |
| 8 | 11.0 | 6.7 |
| 9 | 12.95 | 6.7 |

Vertici strato1

| N | X (m) | y (m) |
|---|----------|----------|
| 1 | 3.5 | 6.0 |
| 2 | 6.0 | 6.0 |
| 3 | 12.95 | 6.0 |

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| | |
|---|------|
| ===== | |
| Tangente angolo di resistenza al taglio | 1.25 |
| Coesione efficace | 1.25 |
| Coesione non drenata | 1.4 |
| Riduzione parametri geotecnici terreno | Si |
| ===== | |

Stratigrafia

c: coesione; cu: coesione non drenata; Fi: Angolo di attrito; G: Peso Specifico; Gs: Peso Specifico Saturo; K: Modulo di Winkler

| Strato | c (kg/cm ²) | cu (kg/cm ²) | Fi (°) | G (Kg/m ³) | Gs (Kg/m ³) | K (Kg/cm ³) | Litologia |
|--------|----------------------------|-----------------------------|-----------|---------------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------------------------|
| 1 | 0 | | 32 | 1899.731 | 1899.731 | 4.00 | Ghiaia con sabbia o ghiaia sabbiosa |
| 2 | 0 | | 32 | 1899.731 | 1899.731 | 0.00 | Ghiaia con sabbia o ghiaia sabbiosa |

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

| N° | x (m) | y (m) | Base mensola a valle (m) | Base mensola a monte (m) | Altezza muro (m) | Spessore testa (m) | Spessore base (m) | Peso spe- cifico (Kg/m ³) |
|----|----------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------|-------------------------|---|
| 1 | 3.9 | 1.5 | 0 | 0 | 4.5 | 0.4 | 0.6 | 25 |

Pali...

| N° | x (m) | y (m) | Diametro (m) | Lunghezza (m) | Inclinazione (°) | Interasse (m) |
|----|----------|----------|-----------------|------------------|---------------------|------------------|
| 1 | 5.33 | 5 | 0.54 | 7 | 90 | 1.8 |
| 2 | 6.13 | 5 | 0.54 | 7 | 90 | 1.8 |

Carichi concentrati

| N° | x (m) | y (m) | Fx (Kg) | Fy (Kg) | M (Kgm) |
|----|----------|----------|------------|------------|------------|
| 1 | 5.35 | 6 | 0 | 31152.33 | 0 |

Carichi distribuiti

| N° | xi (m) | yi (m) | xf (m) | yf (m) | Carico esterno (kg/cm ²) |
|----|-----------|-----------|-----------|-----------|---|
| 1 | 6 | 6.7 | 11 | 6.7 | 0.2651262 |

Risultati analisi pendio [A2+M2+R2]

| | |
|------------------------------|-------------|
| ===== | |
| Fs minimo individuato | 20.0 |
| Ascissa centro superficie | 4.25 m |
| Ordinata centro superficie | 6.79 m |
| Raggio superficie | 3.69 m |
| ===== | |

Numero di superfici esaminate....(221)