

COMUNE DI SESTRIERE

RIQUALIFICAZIONE DELL'AREA VECCHIA SCIOVIA NUBE D'ARGENTO - REALIZZAZIONE SOTTOPASSO PER SCIATORI ALLA SCIOVIA "ORSIERA" PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

D

RELAZIONE DI CALCOLO

SERVIZIO DI PROGETTAZIONE:
CONSORZIO FORESTALE ALTA VALLE SUSA

Via Pellousiere n°6 OULX (TO) C.A.P. 10056
Tel 0122 - 831079 Fax 0122 - 831282 E.MAIL cf.avs@tin.it
P.iva 03070280015 - C.F. 86501390016

- AREA BACINI MONTANI -



CODICE DOCUMENTO

area	anno incarico	n.commissa	revisione	n. elaborato	n. archivio
03	2016	040	02	0D	1474

Motivo revisione : VERIFICA PROGETTO - recepimento osservazioni HY.M.STUDIO

FEB.17 Ing. Fabrizio RACCAGNI

DATA REDATTO DA:

FEB.17 Dott. For. Alberto DOTTA
DATA PROGETTISTA e R.D.D.

Dott. For. Alberto DOTTA
RESPONSABILE DI COMMESSA



COMMITTENTE

COMUNE DI SESTRIERE



Via Europa n°1
Tel. 0122 - 750613
Fax 0122 - 76310
E.MAIL comuneseestriere@legalmail.it

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Responsabile del Procedimento
Arch. Chiara SIAZZU

Indice generale

1.INTRODUZIONE.....	2
2.NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3.MATERIALI.....	3
4.PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....	4
5.PARAMETRI SISMICI.....	4
6.MODELLAZIONE STRUTTURA.....	5
7.CONDIZIONI DI CARICO.....	5
8.VERIFICA FONDAZIONE.....	7
9.VERIFICA STRUTTURA.....	9
10.PALIFICATA, SCOGLIERA, BERLINESE.....	16

1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo si riferisce al progetto esecutivo delle strutture in cemento armato necessarie per la costruzione del sottopasso della sciovia Orsiera nel comprensorio sciistico della Via Lattea.

La struttura, completamente gettata in opera, consiste in un impalcato in soletta piena di cemento armato dello spessore di 60 cm e luce netta 8,00 m sostenuto da muri di spalla in cemento armato ordinario di spessore 50 cm di altezza 5,30 m dall'estradosso delle fondazioni, la struttura si sviluppa per una lunghezza di 18 m. Le fondazioni, di spessore 50 cm, sono del tipo superficiale nastriformi in corrispondenza della base dei muri ed hanno una larghezza rispettivamente di 3,0 m per la fondazione verso valle e 4,0 m la fondazione verso monte.

La struttura consente agli sciatori l'attraversamento della sciovia Orsiera che si sviluppa sopra la soletta.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 : “Nuove norme tecniche per le costruzioni”

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 : “Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”

Laddove la normativa vigente non fornisce indicazioni specifiche si fa riferimento agli Eurocodici, nello specifico:

EN 1992 : Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo

EN 1997 : Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica

EN 1998 : Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

3. MATERIALI

CONGLOMERATO CEMENTIZIO : SOLETTA, MURI, FONDAZIONI

calcestruzzo a prestazione garantita	C 32/40
resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
fattore di sicurezza	$\gamma_c = 1,5$
resistenza a compressione di calcolo	$\alpha f_{cd} = 18,13 \text{ N/mm}^2$
resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = 1,33 \text{ N/mm}^2$

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

acciaio per cemento armato tipo	B450C
resistenza a trazione caratteristica	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
fattore di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1,15$
tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$
modulo elastico medio	$E_{sm} = 200 \text{ kN/mm}^2$

4. PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Per l'opera in oggetto sono stati effettuati sondaggi e redatta una relazione geologica a firma del Dott. Geol. Dario Fontan e successivamente integrata dal Dott. Geol. Zeno Vangelista; dai documenti si evincono i modelli geotecnici definiti dai seguenti parametri geotecnici caratteristici :

- angolo di attrito interno $\varphi = 37^\circ$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione $c = 5 \text{ kPa}$

5. PARAMETRI SISMICI

Comune di SESTRIERE (TO)

Coordinate: Latitudine 44,966794° Longitudine 6,903897°

Zona sismica : 3

Tipo di costruzione : ordinaria

Classe d'uso : II

Vita nominale $V_n = 50$ anni

Periodo di riferimento $V_r = 50$ anni

Categoria suolo : B

Categoria topografica : T2

Fattore di struttura: $q = 1,5$

da cui si ottengono i seguenti valori che definiscono gli spettri di risposta in accelerazione orizzontale :

SLE – SLD

Tempo di ritorno $T_r = 50$ anni

Accelerazione massima del sito $a_g = 0,048 \text{ g}$

Fattore amplificazione spettro $F_o = 2,445$

Periodo $T_c = 0,223$ s

SLU – SLV

Tempo di ritorno $T_r = 475$ anni

Accelerazione massima del sito $a_g = 0,121$ g

Fattore amplificazione spettro $F_o = 2,505$

Periodo $T_c = 0,276$ s

Massima ordinata dello spettro $S_e = a_g S F_o / q = 0,29098$

Massima accelerazione al suolo $a_{g\ max} = a_g S = 0,17424$

6. MODELLAZIONE STRUTTURALE

La struttura ha due differenti comportamenti e precisamente:

- sezione trasversale si considera il comportamento a telaio analizzando una striscia di profondità un metro
- sezione longitudinale si considera il comportamento a pareti non accoppiate

Le verifiche sono condotte allo stato limite ultimo per le resistenze e allo stato limite di esercizio per quanto riguarda la fessurazione. L'analisi strutturale è del tipo lineare elastica condotta applicando i coefficienti di sicurezza pertinenti per ciascuna condizione di carico.

7. CONDIZIONI DI CARICO

- Peso proprio : peso specifico c.a. = 25 kN/m^3
- Carico permanente : riporto su soletta = $13,50 \div 67,70\text{ kN/m}^2$
- Neve al suolo (quota 2.125 m.s.l.m) = $13,30\text{ kN/m}^2$
- Spinta terreno statica (spinta a riposo) :

$K_o\ \text{monte} = 0,516$

(inclinazione circa 19°)

$K_0 \text{ monte} = 0,248$

(inclinazione circa -24°)

con attrito terreno-muro $d = \varphi/2$

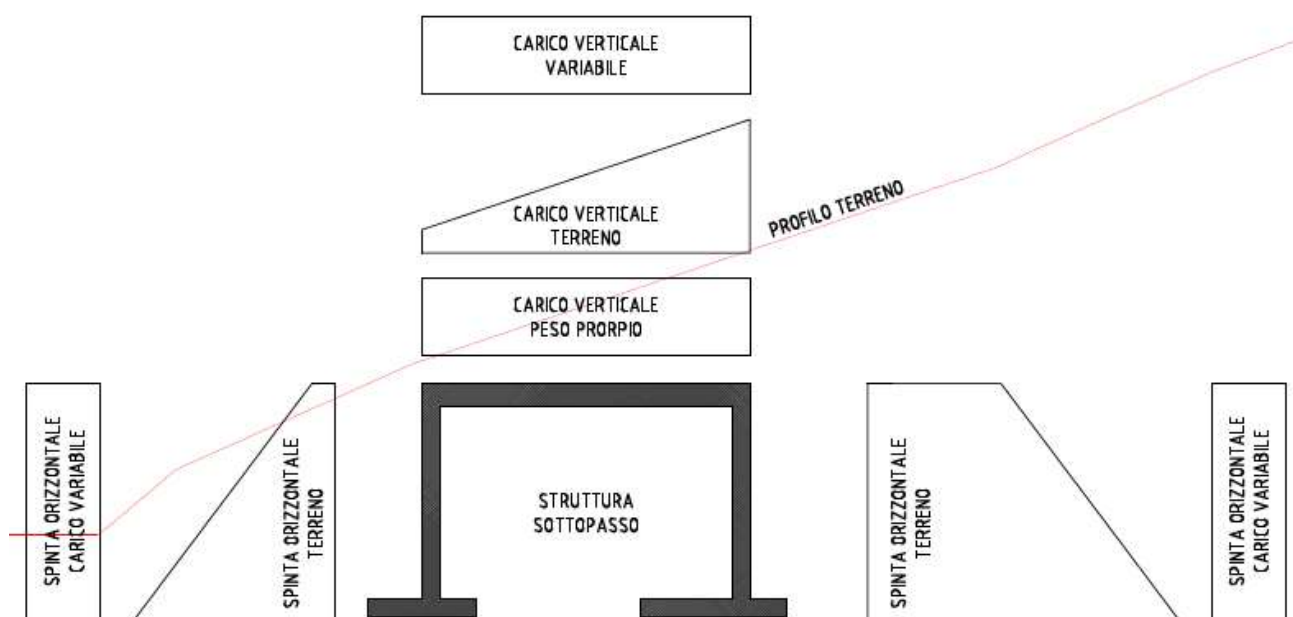
- Componenti della spinta sismica terreno (struttura priva di spostamenti in testa):

$$k_h = \beta a_{gmax} = 0,1742$$

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0871$$

- Carico variabile : battipista tipo Prinoth Beast con peso 12.000 kg (120 kN) ripartiti sui due cingoli con impronta $2 \times 1,724 \text{ m} \times 5,075$ da cui risulta un carico distribuito pari a $6,86 \text{ kN/m}^2$ (dovrà essere presente una segnalazione relativa alla limitazione del carico sulla soletta)

Lo schema dei carichi applicati è indicato nella figura che segue dove il carico variabile è inteso come composizione dei carichi dovuti a neve e battipista secondo la combinazione di cui al par. 2.5.3 delle NTC 08 mentre i carichi permanenti sono dovuti a terreno e peso proprio.



8. VERIFICA FONDAZIONE

Considerando i parametri geotecnici caratteristici indicati nella relazione geotecnica:

angolo di resistenza al taglio : $\varphi = 37^\circ$

peso del volume di terreno : $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

coesione : $c' = 5 \text{ kN/m}^2$

FONDAZIONE A MONTE

Adottando l'approccio 2 di cui alle NTC08, con le massime sollecitazione alla base della struttura a monte per la lunghezza di 1 m, allo Stato Limite Ultimo individuate in:

$$N_{sd} = 538 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 354 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 293 \text{ kN}$$

Applicando la formula per la capacità portante prevista nell'appendice D dell'Eurocodice 7, si ottiene il valore della resistenza unitaria pari a :

$$R/A' = 974 \text{ kN/m}^2$$

da cui si ottiene che la capacità portante della fondazione vale:

$$R = R/A' \cdot B' \cdot L' / \gamma_R = 1143 \text{ kN} > 835 \text{ kN} = N_{ed}$$

in cui N_{ed} è il carico comprensivo di sovraccarichi e riempimento ai lati della struttura

Scorrimento:

$$H_R = N_{ed} \cdot \tan(\delta) / \gamma_R = 572 \text{ kN} > 293 \text{ kN} = V_{sd}$$

FONDAZIONE A VALLE

Analogamente, adottando l'approccio 2 di cui alle NTC08, con le massime sollecitazione alla base della struttura a valle per la lunghezza di 1 m, allo Stato

Limite Ultimo individuate in:

$$N_{sd} = 497 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 319 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 293 \text{ kN}$$

Applicando la formula per la capacità portante prevista nell'appendice D dell'Eurocodice 7, si ottiene il valore della resistenza unitaria pari a :

$$R/A' = 1212 \text{ kN/m}^2$$

da cui si ottiene che la capacità portante della fondazione vale:

$$R = R/A' * B' * L' / \gamma_R = 1885 \text{ kN} > 780 \text{ kN} = N_{sd}$$

in cui N_{ed} è il carico comprensivo di sovraccarichi e riempimento ai lati della struttura

Scorrimento:

$$H_R = N_{ed} * \tan(\delta) / \gamma_R = 534 \text{ kN} > 293 \text{ kN} = V_{sd}$$

9. VERIFICA STRUTTURA

SEZIONE INCASTRO PARETI

Massime sollecitazioni:

SL SISMA $N_e = 289 \text{ kN}$

$M_e = 544 \text{ kN m}$

Per la sezione armata come da disegni esecutivi si ottiene il seguente valore per la resistenza della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_max_m_SISMA

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	670	52
2	3013	448

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N Ed 289 0 kN

M xEd 544 0 kNm

M yEd 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord. [mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L0 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333

τ_{c1} 2.114

M xRd 544.2 kN m

σ_c -18.13 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

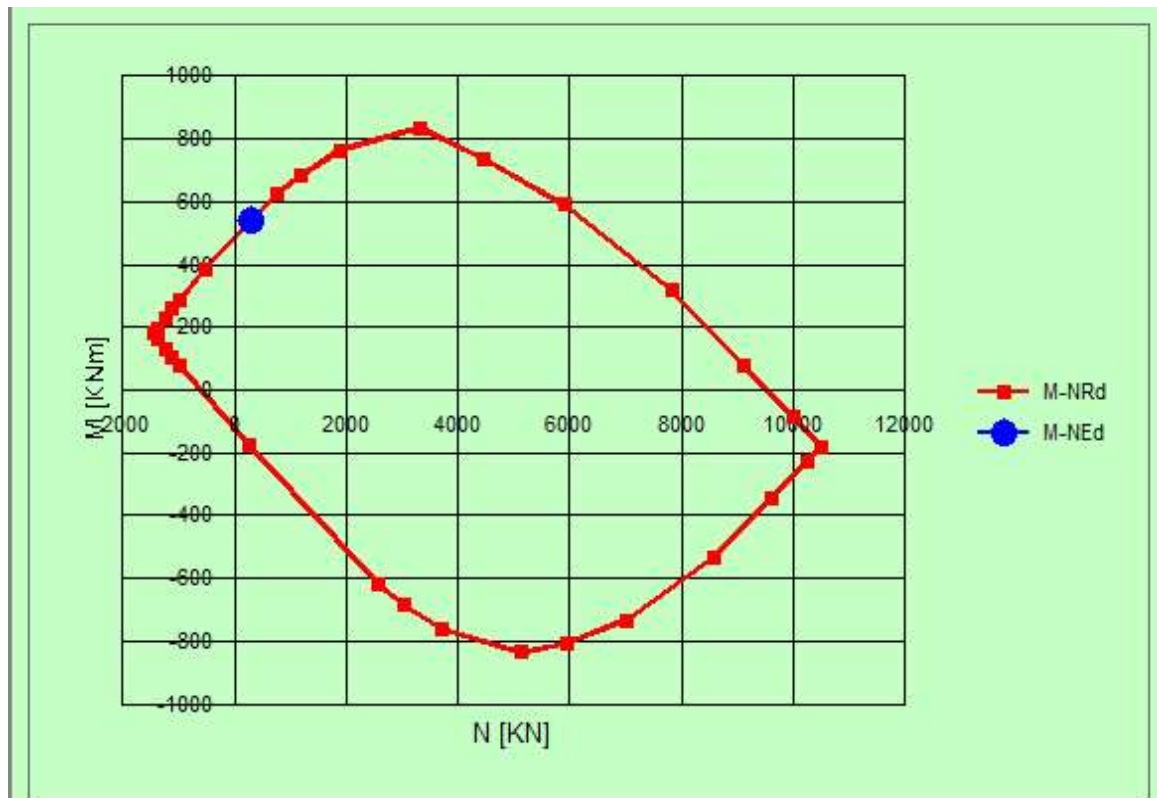
ϵ_s 14.5 ‰

d 448 mm

x 87.1 x/d 0.1944

δ 0.7

ed il relativo dominio di interazione M-N:



Per cui risulta verificata la sezione.

SEZIONE INCASTRO MURO-SOLETTA

Massime sollecitazioni:

SL SISMA $N_e = 278 \text{ kN}$

$M_e = 547 \text{ kN m}$

Per la sezione armata come da disegni esecutivi si ottiene il seguente valore per la resistenza della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_max_incastro_soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	500

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3013	52
2	1506	100
3	1506	448

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 278 0 kN

M_{xEd} -547.1 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 mm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 12.25

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333

τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -740.5 kN m

σ_c -18.13 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

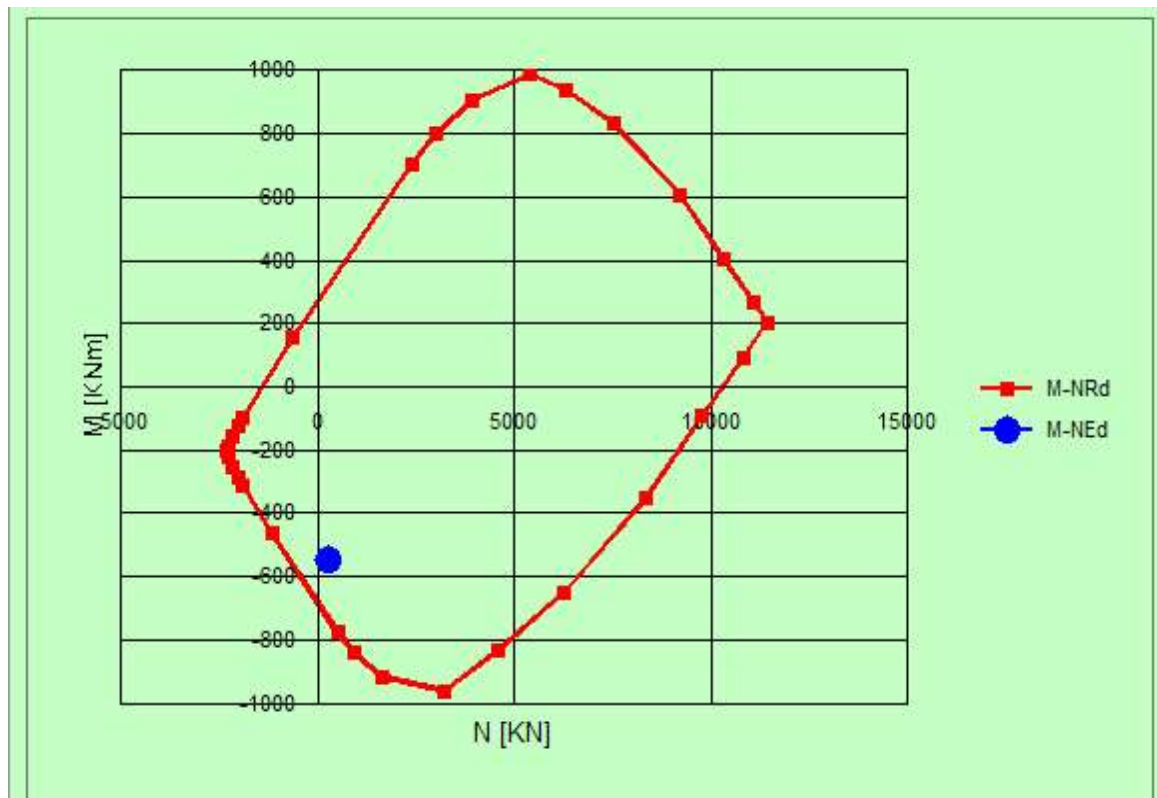
ε_s 11.63 ‰

d 448 mm

x 103.6 x/d 0.2313

δ 0.7291

ed il relativo dominio di interazione M-N:



Per cui risulta verificata la sezione.

SEZIONE INCASTRO SOLETTA

Massime sollecitazioni:

SL SISMA $N_e = 289 \text{ kN}$

$M_e = 544 \text{ kN m}$

$V_e = 310 \text{ kN}$

Per la sezione armata come da disegni esecutivi si ottiene il seguente valore per la resistenza della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: muri_max_incastro_soletta

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	600

N°	As [mm²]	d [mm]
1	3013	52
2	1506	100
3	1506	548

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 141 0 kN
 M_{xEd} -547.1 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} -900.4 kN m
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 16.32 ‰
 d 548 mm
 x 96.79 x/d 0.1766
 δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 mm Col. modello

☐ Precompresso

Per cui risulta verificata la sezione.

SEZIONE MEZZERIA SOLETTA

Massime sollecitazioni:

SLU $N_e = 0 \text{ kN}$

$M_e = 484 \text{ kN m}$

Per la sezione armata come da disegni esecutivi si ottiene il seguente valore per la resistenza della sezione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta_max_p

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]
1	1000	600

N°	As [mm²]	d [mm]
1	0	58
2	2714	542

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 484.46 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 0 mm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12.25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
 τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 543.6 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 22.75 ‰
 d 542 mm
 x 72.27 x/d 0.1333
 δ 0.7

Per cui risulta verificata la sezione.

VERIFICA TAGLIO

Pareti: la massima sollecitazione di taglio vale:

$$\text{SL SISMA } V_e = 314 \text{ kN}$$

resistenza della sezione (staffata)

$$V_{rd} = 346 \text{ kN} < V_e = 314 \text{ kN}$$

Soletta: la massima sollecitazione di taglio vale:

$$\text{SLU } V_e = 415 \text{ kN}$$

resistenza della sezione (staffata)

$$V_{rd} = 423 \text{ kN} < V_e = 415 \text{ kN}$$

10. PALIFICATA, SCOGLIERA, BERLINESE

Per quanto riguarda le opere a sostegno del terreno quali la berlinese a sostegno del fronte di scavo, le palificate in legno, la scogliera, si rimanda alla documentazione predisposta dal Dott. Dario Fontan, Dott. Guido Blanchard, Arch. Paolo Gallo.

STABILITA' SCOGLIERA

In base ai sondaggi effettuati ed alla relazione geologica a firma del Dott. Geol. Dario Fontan e successivamente integrata dal Dott. Geol. Zeno Vangelista si evince il modello geotecnico definiti dai seguenti parametri geotecnici caratteristici :

- angolo di attrito interno $\varphi = 37^\circ$
- peso dell'unità di volume $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- coesione $c = 10 \text{ kN/m}^2$

Applicando i coefficienti di sicurezza previsti dalla vigente normativa (NTC 08), risulta:

Spinta terreno statica : $K_a = 0,3827$ (inclinazione circa 19°)

suolo di classe sismica B

massima accelerazione al suolo vale: $a_g \text{ max} = 0,17424$

componenti della spinta sismica del terreno :

$$k_h = \beta a_{g\text{max}} = 0,0418$$

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0209$$

da cui

Spinta terreno sismica : $K_{ae} = 0,4570$

VERIFICA RIBALTAMENTO

Condizione statica

Nella configurazione di massima spinta (imbocco del sottopasso) in condizioni

statiche, applicando gli opportuni coefficienti di sicurezza, risulta (per una striscia di 1 m):

spinta del terreno sulla scogliera : $S_g = 188,80 \text{ kN}$

spinta del sovraccarico sulla scogliera (neve + battipista) : $S_q = 71,48 \text{ kN}$

considerando le componenti orizzontali e verticali della spinta si ottiene un momento ribaltante di progetto: $M_{\text{rib d}} = 623,55 \text{ kNm}$

mentre il peso della scogliera e sovrastante palificata risulta $W = 614,88 \text{ kN}$

da cui si ottiene il momento stabilizzante di progetto: $M_{\text{stab d}} = 808,8 \text{ kNm}$

risulta pertanto verificata la disuguaglianza:

$M_{\text{stab d}} = 808,8 \text{ kNm} > 623,55 \text{ kNm} = M_{\text{rib d}}$

Condizione sismica

Nella configurazione di massima spinta (imbocco del sottopasso) in condizioni sismiche, applicando gli opportuni coefficienti di sicurezza, risulta (per una striscia di 1 m):

spinta del terreno sulla scogliera : $S_g = 234,85 \text{ kN}$

spinta del sovraccarico sulla scogliera (ϕ *neve + battipista) : $S_q = 40,57 \text{ kN}$

considerando le componenti orizzontali e verticali della spinta si ottiene un momento ribaltante di progetto: $M_{\text{rib d}} = 576,94 \text{ kNm}$

mentre il peso della scogliera e sovrastante palificata risulta $W = 614,88 \text{ kN}$

da cui si ottiene il momento stabilizzante di progetto: $M_{\text{stab d}} = 808,8 \text{ kNm}$

risulta pertanto verificata la disuguaglianza:

$M_{\text{stab d}} = 808,8 \text{ kNm} > 576,94 \text{ kNm} = M_{\text{rib d}}$

VERIFICA SCORRIMENTO

Condizione statica

In base alle calcolazioni e considerazioni sopra svolte, applicando gli opportuni coefficienti di sicurezza, si ottiene che la componente orizzontale di progetto della spinta in condizioni statiche vale:

$$Sh\ d = 246,10\text{ kN}$$

mentre la componente resistente di progetto dovute alle forze verticali vale:

$$N\ d = Vd\ \tan\delta = 399,85\text{ kN}$$

risulta pertanto verificata la disuguaglianza:

$$N\ d = 399,85\text{ kN} > 246,10\text{ kN} = Sh\ d$$

Condizione sismica

In base alle calcolazioni e considerazioni sopra svolte, applicando gli opportuni coefficienti di sicurezza, si ottiene che la componente orizzontale di progetto della spinta in condizioni sismiche vale:

$$Sh\ d = 382,96\text{ kN}$$

mentre la componente resistente di progetto dovute alle forze verticali vale:

$$N\ d = Vd\ \tan\delta = 402,26\text{ kN}$$

risulta pertanto verificata la disuguaglianza:

$$N\ d = 402,26\text{ kN} > 382,96\text{ kN} = Sh\ d$$

Torino, lì febbraio 2017

Il progettista delle strutture
Ing. Fabrizio Raccagni