

IMPIANTO IDROELETTRICO DENOMINATO “SUSA 3”

IN COMUNE DI SUSA (TO)

VARIANTE DI CONCESSIONE DI DERIVAZIONE

Relazione di Verifica di Stabilità della Traversa Opera di presa sul torrente Cenischia

Aprile 2020

REVISIONI

| | DATA | NOTE |
|-------|------|------|
| REV.1 | | |
| REV.2 | | |

Committente: Città di Susa

Progettista: OVADAPROGETTI s.a.s.

Ing. Sergio Colombo

Via Vittorio Veneto 11 - 15076 Ovada (AL)



INDICE

| | |
|---|-----------|
| 1. Premessa | 3 |
| 2. Riferimenti normativi | 3 |
| 3. Verifiche geotecniche | 4 |
| 3.1 <i>Analisi dei carichi</i> | <i>4</i> |
| 3.2 <i>Verifica al ribaltamento</i> | <i>7</i> |
| 3.3 <i>Verifica a scorrimento orizzontale</i> | <i>8</i> |
| 4. Verifiche strutturali | 9 |
| 4.1 <i>Modello di calcolo</i> | <i>9</i> |
| 4.2 <i>Condizioni di carico</i> | <i>12</i> |
| 4.3 <i>Casi di carico</i> | <i>20</i> |
| 4.4 <i>Verifiche di resistenza degli elementi strutturali</i> | <i>22</i> |
| 4.5 <i>Verifica del suolo di fondazione</i> | <i>30</i> |

1. Premessa

La presente relazione è relativa agli interventi previsti nella procedura di variante della concessione di derivazione dal fiume Dora Riparia e dal torrente Cenischia in Comune di Susa ad uso energetico per l'impianto idroelettrico denominato Susa terzo salto.

L'intervento proposto è finalizzato al miglioramento delle attuali condizioni di esercizio della derivazione dal torrente Cenischia.

Essa contiene le verifiche geotecniche di ribaltamento e scorrimento della traversa fluviale a servizio dell'impianto idroelettrico "Susa 3" nella nuova configurazione di progetto e le verifiche strutturali del nuovo basamento della traversa sul quale verrà predisposto il dispositivo gonfiabile.

2. Riferimenti normativi

Le verifiche della struttura vengono eseguite in accordo con le seguenti Normative tecniche Nazionali attualmente vigenti:

- [1] **DECRETO MINISTERIALE 11 marzo 1988** «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione»;
- [2] **DECRETO MINISTERIALE 17 gennaio 2018:** «Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni"»;
- [3] **CIRCOLARE n.7 del 21 gennaio 2019:** «Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018»;

3. Verifiche geotecniche

In questo paragrafo si riportano le verifiche a ribaltamento e a scorrimento sul piano di posa della traversa fluviale nella sua nuova configurazione. Per tali verifiche sono stati adottati i coefficienti di sicurezza riportati nel D.M.17 gennaio 2018, paragrafo 6.5, ovvero quelli relativi alle opere di sostegno.

Si considera un tronco di briglia di larghezza pari a 1 metro ed il livello massimo raggiunto dall'acqua a monte prima di iniziare l'abbattimento, ovvero quota 486.74 m s.l.m.

Tale situazione rappresenta quella maggiormente gravosa in quanto, una volta superato tale livello idrico, il gommone in automatico va in abbassamento ed il carico idraulico a monte del medesimo viene contrastato da un analogo livello idrico a valle.

3.1 Analisi dei carichi

Pesi propri

Il peso proprio degli elementi strutturali viene valutato considerando il peso specifico dei relativi materiali da costruzione e la geometria della sezione trasversale.

Nel caso in questione, i pesi specifici nominali dei materiali interessati sono:

$$\gamma_{cls} = 24 \text{ kN/m}^3 \text{ (calcestruzzo)}$$

$$\gamma_{acc.} = 78 \text{ kN/m}^3 \text{ (acciaio)}$$

Azioni permanenti

- 1) Pressione dell'acqua:

$$p = \gamma * h \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

essendo:

h = altezza dell'acqua (in metri)

$$\gamma_{acqua} = 10 \text{ kN/m}^3$$

- 2) Spinta del terreno:

per il calcolo della spinta del terreno viene considerato cautelativamente il coefficiente di spinta a riposo del terreno:

$$K_0 = 1 - \sin \Phi = 0,5 \text{ (coeff. di spinta a riposo per } \Phi = 30^\circ \text{)}$$

$$p = K_0 * \gamma * h \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$\gamma_{\text{terreno}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi_{\text{calcestruzzo-terreno}} = 2/3 * \Phi = 20^\circ$$

FORZE STABILIZZANTI

Si considera cautelativamente l'assenza della contropinta del terreno di valle in una condizione ipotetica di erosione a valle del taglione. Si trascura inoltre il peso del gommone pieno d'acqua e quello degli scudi metallici e la contropinta di valle dell'acqua.

Le forze stabilizzanti valgono pertanto:

$$P_1 = 35,3 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 18.8 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = 18.8 \text{ kN/m}$$

Esse generano inoltre i seguenti momenti rispetto allo spigolo di valle della fondazione:

$$M_{P1} = 44.1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{P2} = 43.3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{P3} = 3.7 \text{ kNm/m}$$

FORZE RIBALTANTI

Le forze ribaltanti sono dovute alla spinta dell'acqua e del terreno a monte della traversa:

$$S_{\text{ter}} = 1.7 \text{ kN/m}$$

$$S_{\text{acqua}} = 11.03 \text{ kN/m}$$

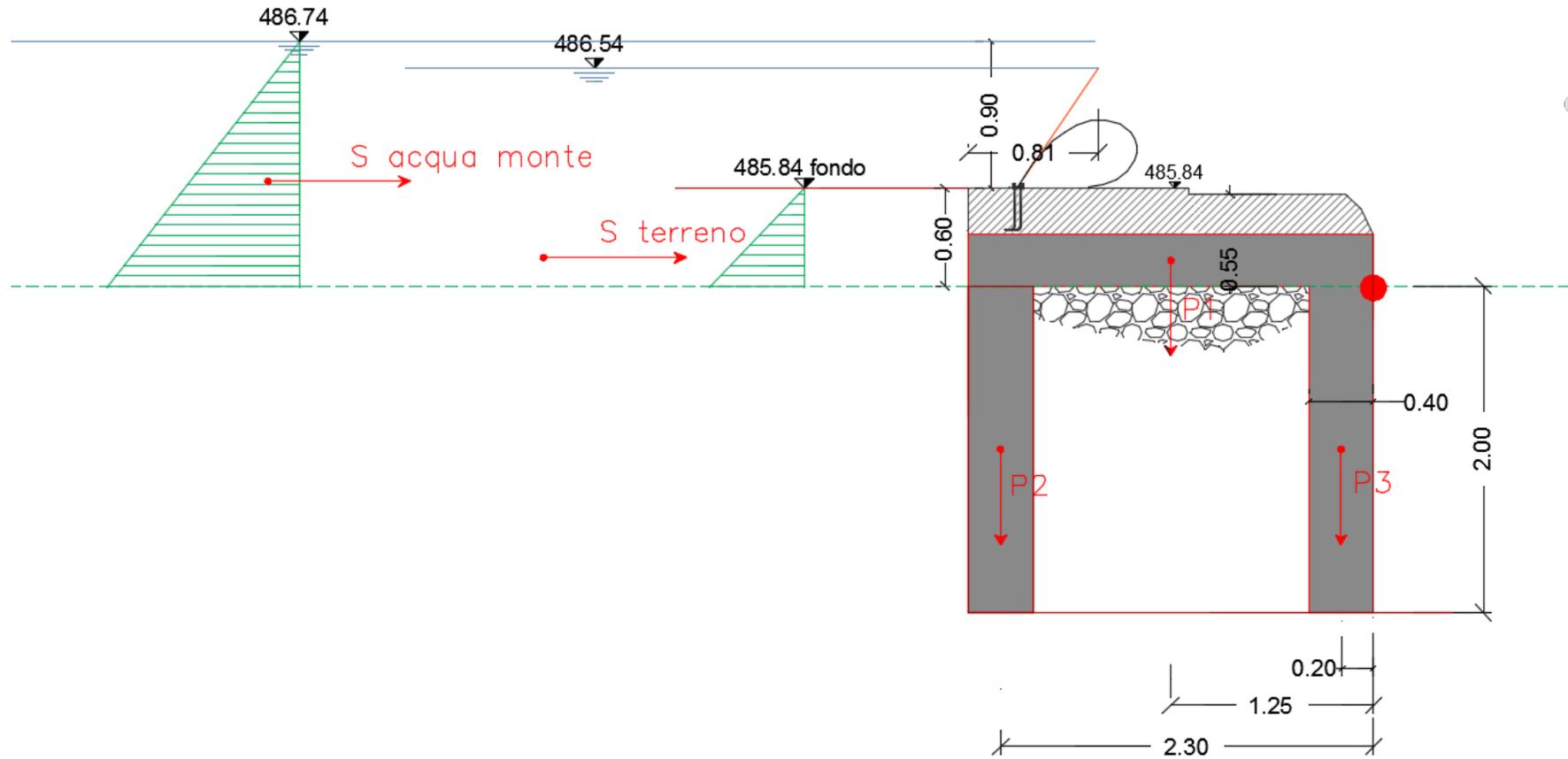
Esse generano i seguenti momenti ribaltanti:

$$M_{\text{Ster}} = 0.33 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Sacqua}} = 5.5 \text{ kNm/m}$$

Si riporta nel grafico seguente uno schema delle sollecitazioni.

Impianto idroelettrico "Susa 3"
RELAZIONE VERIFICA STABILITÀ TRAVERSA



3.2 Verifica al ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel confrontare il momento risultante di tutte le forze che tendono a far ribaltare la fondazione della traversa (momento ribaltante M_R) con il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare la struttura (momento stabilizzante M_S).

I momenti sono calcolati rispetto allo spigolo di valle della fondazione.

L'opera risulta verificata a ribaltamento se è soddisfatta la condizione:

$$\underline{Ed < Rd}$$

con E_d il valore dell'azione di progetto ed R_d il valore della resistenza del sistema.

Si applicano i coefficienti di sicurezza a forze ribaltanti e resistenti secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) della normativa, tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica al ribaltamento non viene cautelativamente considerato il contributo stabilizzante della spinta idrostatica agente sul paramento di valle.

Il momento stabilizzante e il momento ribaltante vengono valutati rispetto al lembo anteriore della base (Polo 0) come prescritto da normativa.

- $M_{stab} = \gamma_{G1} * \sum M_{stab} = 1.0 * 91 = 91 \text{ kNm/m}$
- $M_{rib} = \gamma_{G2} * \sum M_{rib} = 1.3 * 5.8 = 7.6 \text{ kNm/m}$

Quindi:

$$E_d = M_{rib} = 7.6 \text{ kNm/m}$$

$$R_d = M_{stab} / \gamma_R = 91 / 1.15 = 79.3 \text{ kNm/m}$$

$$\underline{Ed < Rd}$$

La struttura è verificata a ribaltamento.

3.3 Verifica a scorrimento orizzontale

La verifica allo scorrimento orizzontale sul piano di posa dell'opera consiste nel confrontare la forza orizzontale risultante di tutte le forze che tendono a far scorrere le fondazioni della traversa lungo il piano di posa con la forza orizzontale risultante di tutte le forze che tendono invece a stabilizzare la struttura.

La struttura risulta verificata a scorrimento se è soddisfatta la condizione:

$$\underline{Ed < Rd}$$

con Ed il valore dell'azione di progetto ed Rd il valore della resistenza del sistema.

Si applicano i coefficienti di sicurezza a forze ribaltanti e resistenti secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) della normativa, tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Anche per questa verifica non viene cautelativamente considerato il contributo stabilizzante della spinta idrostatica agente sul paramento di valle.

- $F_{stab} = \gamma_{G1} * \sum F_{stab} * \tan(\gamma_{\phi} * \phi) = 1.0 * 73 * \tan(1 * 20^{\circ}) = 26.5 \text{ kN/m}$
- $F_{scor} = \gamma_{G2} * \sum F_{scor} = 1.3 * 12.7 = 16.5 \text{ kN/m}$

Quindi:

$$Ed = F_{scor} = 16.5 \text{ kNm/m}$$

$$Rd = F_{stab} / \gamma_R = 26.5 / 1.1 = 24.1 \text{ kNm/m}$$

$$\underline{Ed < Rd}$$

La struttura è verificata a scivolamento.

4. Verifiche strutturali

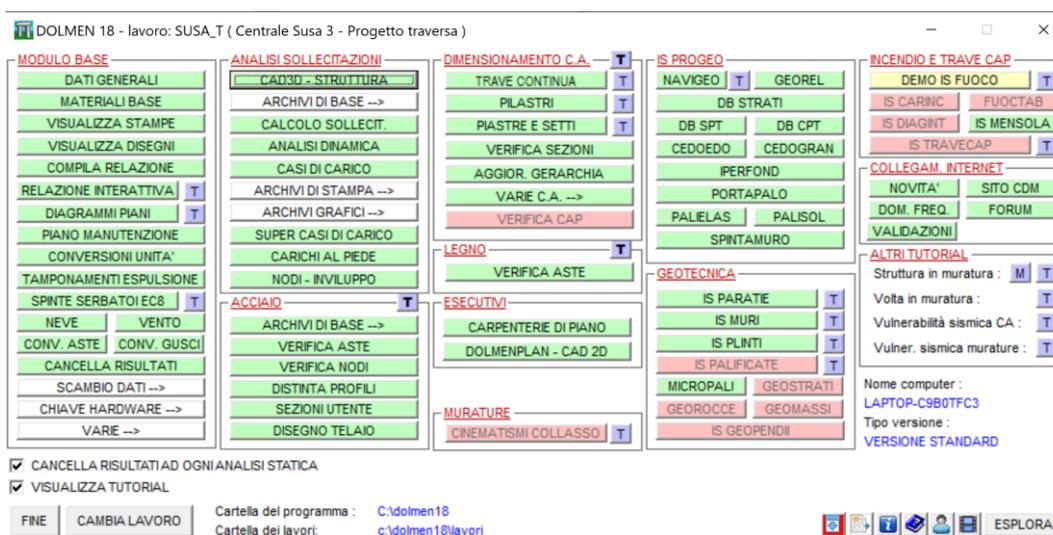
In questo paragrafo si riportano le verifiche strutturali della traversa sulla quale verrà installato il dispositivo gonfiabile.

Si considera il livello massimo raggiunto dall'acqua a monte prima di iniziare l'abbattimento, ovvero quota 486.74 m s.l.m.

I calcoli prendono in considerazione sia la condizione di esercizio, nella quale il gommone solleva lo scudo di contenimento dell'acqua, sia la condizione di piena, nella quale lo scudo è abbattuto e l'acqua transita al di sopra della traversa.

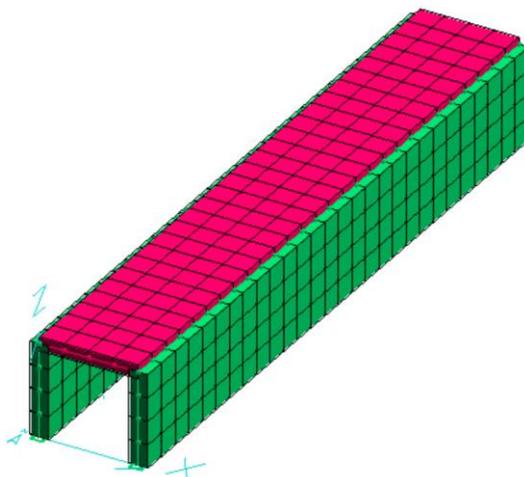
4.1 Modello di calcolo

Il calcolo delle sollecitazioni di progetto è stato condotto con l'ausilio di un modello agli elementi finiti della traversa implementato nel codice di calcolo DolmenWin vs. 18 (CDM Dolmen, Torino).



Il modello FEM realizzato schematizza l'intera traversa ed è costituito da elementi bidimensionali (gusci) impiegati per schematizzare il basamento ed i tagli verticali.

Nella figura seguente viene riportato il modello di calcolo.

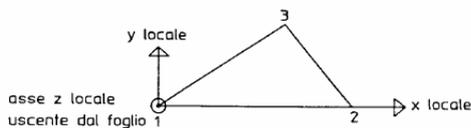


Gli elementi finiti di tipo "guscio" del programma DolmenWin sono impiegati nel modello numerico per schematizzare elementi strutturali a sviluppo prevalentemente bidimensionale, quali solette piene, pareti, ecc.

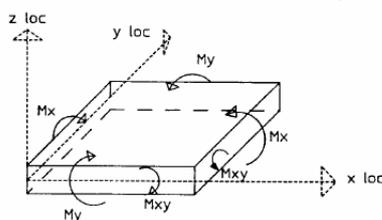
Questi elementi hanno forma quadrangolare o triangolare e giacciono su un piano definito da almeno 3 punti (nodi) ma, più in generale, il loro perimetro è individuato da 4 nodi.

Il funzionamento statico di questi elementi è quello tipico delle piastre inflesse previsto dalla Scienza delle Costruzioni: è possibile distinguere il comportamento membranale da quello flessionale attraverso la differenziazione dello spessore dell'elemento, oppure se tale particolarità non è contemplata, si attribuisce all'elemento uno spessore univoco.

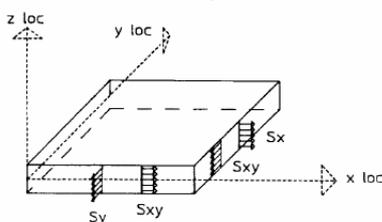
ELEMENTO GUSCIO



Convenzione di segno positivo per i momenti di piastra



Convenzione di segno positivo per le tensioni membranali



Ogni guscio impiegato nel modello è caratterizzato da un opportuno spessore corrispondente alla reale geometria dell'elemento strutturale schematizzato.

Schede spessori gusci

| Num. | Materiale | Spess. membr. | Spess. piastra | Coeff. Winkler [daN/cm ³] |
|---------------------------------------|-----------------------|---------------|----------------|---------------------------------------|
| <input checked="" type="radio"/> 001) | 01 - (CALCESTRUZZO) | 40 | 40 | 0 |
| <input type="radio"/> 002) | 01 - (CALCESTRUZZO) | 30 | 30 | 10 |

I vincoli esterni sono rappresentati dal terreno su cui posano il basamento ed i taglioni. La schematizzazione adottata dal programma è quella classica di suolo alla Winkler, cioè vincolo monolatero elastico lineare.

Dal punto di vista numerico all'interno del programma DolmenWin questa particolarità viene gestita attribuendo agli elementi del basamento (gusci) un opportuno coefficiente di sottofondo (costante di Winkler o modulo di reazione verticale) che in pratica determina una distribuzione di forze sull'elemento finito proporzionale al suo spostamento verticale puntuale.

Il valore di questo parametro dipende da numerosi fattori, oltre alle caratteristiche proprie del suolo:

- dimensione e forma della fondazione;
- profondità del piano di posa;
- durata di applicazione del carico;
- natura del carico agente (statico o dinamico)

Tenuto conto di alcune indicazioni presenti in letteratura si assume per il terreno su cui sarà realizzata la struttura un valore della costante di Winkler pari a 10.0 daN/cm³.

4.2 Condizioni di carico

Peso proprio

Il peso proprio degli elementi strutturali viene valutato considerando il peso specifico dei relativi materiali da costruzione e la geometria della sezione trasversale.

Nel caso in questione, i pesi specifici nominali dei materiali interessati sono:

$$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3 \text{ (calcestruzzo)}$$

Azioni permanenti

1) Carico dovuto al getto di 2° fase

Sulla traversa è presente un getto di seconda fase di spessore pari a 30 cm, pertanto sul basamento si applica il seguente carico:

$$P = 0.30 \times 25.00 = 7.5 \text{ kN/m}^2$$

2) Spinta del terreno

In condizioni normali il terreno è presente su entrambi i lati dei taglioni, pertanto la spinta che esso esercita sui taglioni si auto-equilibra. Si considera comunque la condizione estrema di erosione a valle del secondo taglione, pertanto si calcola la spinta che il terreno applica su di esso.

Per il calcolo della spinta del terreno viene assunto cautelativamente il coefficiente di spinta orizzontale a riposo del terreno:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \varphi_d$$

essendo:

$\varphi_d = \varphi_k / \gamma_\varphi$ il valore di calcolo dell'angolo di attrito del terreno;

γ_φ il coefficiente parziale per l'angolo di attrito del terreno, dipendente dal tipo di approccio e dalla relativa combinazione adottata (§6.2.3 della Normativa vigente).

Si avrà quindi:

| | Approccio 2 | |
|---------|-----------------------|-----------|
| | SLU-STR (A1+M1+R3) | |
| | γ_φ [-] | K_0 [-] |
| terreno | 1.0 | 0.500 |

La pressione del terreno vale:

$$P_{\text{sup}} = 0.00 \quad \text{kN/m}^2$$

$$P_{\text{inf}} = P_{\text{sup}} + K_0 \times \gamma \times H = 0 + 0.5 \times 19.00 \times 2.00 = 19.00 \text{ kN/m}^2$$

con:

$$H = \text{altezza del taglione} = 2.00 \text{ m}$$

3) Pressione dell'acqua:

Si considerano le due condizioni seguenti:

caso A) condizione di esercizio;

caso B) condizione di piena.

Caso A

In questa condizione il gommone solleva lo scudo di contenimento, quindi l'acqua genera una spinta su di esso. Tale spinta è trasferita alla traversa come una forza di taglio ed un momento distribuiti su tutta la lunghezza della struttura.

La spinta dell'acqua è data da:

$$S_{\text{H}_2\text{O}} = \gamma \cdot h^2 / 2 = 4.1 \text{ kN/m}$$

Essa genera le sollecitazioni di taglio e momento seguenti:

$$V = S_{\text{H}_2\text{O}} = 4.1 \text{ kN/m}$$

$$M = V \cdot H = 3.1 \text{ kNm}$$

essendo:

h = profondità del pelo libero ($h = 0.90 \text{ m}$)

H = punto di applicazione della spinta dell'acqua rispetto l'asse del basamento della traversa ($H = 0.75 \text{ m}$)

$$\gamma_{\text{acqua}} = 10 \text{ kN/m}^3$$

Caso B

In questa condizione il gommone e lo scudo sono abbassati e l'acqua transita al di sopra della traversa in condizioni di piena, pertanto essa genera sul basamento una pressione data da:

$$P = \gamma \cdot h = 50 \text{ kN/m}^2$$

essendo:

h = profondità del pelo libero in condizioni di piena ($h = 5.0 \text{ m}$)

$$\gamma_{\text{acqua}} = 10 \text{ kN/m}^3$$

Sisma (Ex)

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione: essa è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_r valutato nel paragrafo precedente.

Il valore di progetto degli indicatori di pericolosità viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno".

E' noto che il "tempo di ritorno" e la "probabilità di superamento" sono due grandezze tra loro correlate come segue:

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

dove:

T_R = tempo di ritorno

V_R = vita di riferimento dell'opera

P_{VR} = probabilità di superamento nella vita dell'opera

La probabilità di superamento dipende, a sua volta, dallo stato limite di verifica. Con riferimento alle NTC (tabella n.3.2.I) si definiscono i seguenti valori:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato

| Stati Limite | P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R | |
|---------------------------|--|-----|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

In accordo con quanto riportato al § 7.1 del DM 17/01/2018, le verifiche allo SLU in condizioni sismiche possono ritenersi soddisfatte se risulta verificato lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Va inoltre effettuata la verifica di esercizio relativa allo stato limite di danno (SLD).

L'opera oggetto della presente relazione si può classificare come costruzione di categoria 2 secondo la definizione della normativa, di cui si riporta a seguire la tabella esplicativa.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

| TIPI DI COSTRUZIONI | | Valori minimi di V_N (anni) |
|---------------------|---|-------------------------------|
| 1 | Costruzioni temporanee e provvisorie | 10 |
| 2 | Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari | 50 |
| 3 | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100 |

Il periodo di vita utile di questa costruzione si assume pertanto pari a 50 anni.

Secondo la suddivisione in classi fornita dalla normativa si ritiene corretto collocare la costruzione in oggetto nella classe II, per coerenza con il tipo assunto.

Si riporta di seguito, per completezza di trattazione, la suddivisione in classi fornita dalle NTC18.

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , definito per ogni classe d'uso secondo la seguente tabella.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

| CLASSE D'USO | I | II | III | IV |
|--------------------|-----|-----|-----|-----|
| COEFFICIENTE C_U | 0,7 | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Pertanto, il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche assume il seguente valore:

$$V_R = C_U \times V_N$$

con:

$C_U = 1.0$ per strutture in classe II

per cui:

$V_R = 1.0 \times 50 = 50$ anni.

Nella seguente tabella sono riportati, per gli stati limite SLV e SLD, i valori della probabilità di superamento (P_{VR}) e del rispettivo tempo di ritorno (T_R) relativo alla vita utile di riferimento dell'opera (V_R).

| Tipo di opera (Tabella NTC n.2.4.I) | V_N (anni) NTC 2.4.I | C_U (--) NTC 2.4.II | V_R (anni) | SLD | | SLV | |
|--|---------------------------------|--------------------------------|-----------------|---------------------------|-----------------|---------------------------|-----------------|
| | | | | P_{VR} NTC 2.4.II | T_R (anni) | P_{VR} NTC 2.4.II | T_R (anni) |
| TIPO 2 | 50 | 1 | 50 | 63% | 50 | 10% | 475 |

Secondo il D.M. del 17/01/2018, il valore di accelerazione orizzontale massima in corrispondenza del sito interessato dalle opere in progetto viene determinato con riferimento a valori puntuali definiti per una griglia di dimensioni 10x10 km attraverso uno studio dell'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) riportati all'allegato B delle Norme stesse.

Nella seguente tabella è riportato il dettaglio dei valori di accelerazione massima su suolo roccioso (a_g) e dei parametri spettrali (F_0 e T^*_c) per gli stati limite SLV ed SLD, ed i rispettivi tempi di ritorno di interesse, calcolati come sopra descritto facendo riferimento alle seguenti coordinate (Comune di Susa - area di intervento):

Latitudine: 45.1333

Longitudine: 7.0500

Dati generali per sismica (NTC 2018)

Il terreno su cui viene fondata la struttura si ipotizza di categoria D secondo la tabella seguente tratta dalla normativa vigente:

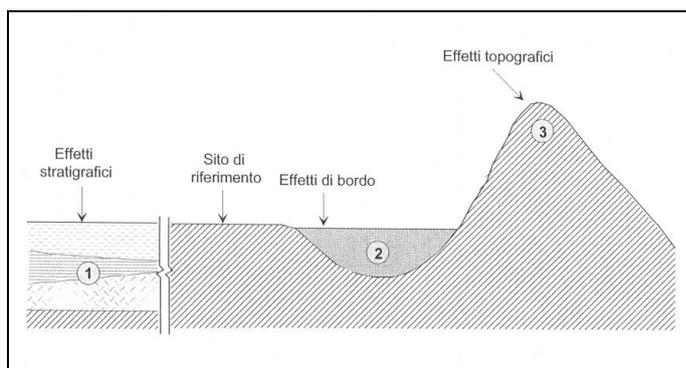
Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|---|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i> |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i> |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i> |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i> |
| E | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i> |

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri (vedere anche la figura seguente):

Parametro S_S : Effetti stratigrafici

Parametro S_T : Effetti topografici



Il parametro "S_S" che definisce gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia, viene valutato in accordo alla seguente tabella, in funzione delle caratteristiche del terreno.

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

| Categoria sottosuolo | S _S | C _C |
|----------------------|---|------------------------------|
| A | 1,00 | 1,00 |
| B | $1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,20$ | $1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$ |
| C | $1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,50$ | $1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$ |
| D | $0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,80$ | $1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$ |
| E | $1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_E}{g} \leq 1,60$ | $1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$ |

Per il terreno di categoria D si assume un valore:

$$S_S = 1.80$$

Per quanto concerne gli effetti di amplificazione dovuti alla topografia del sito si fa riferimento alla tabella seguente.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

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

Nel caso particolare in esame si assume:

$$S_T = 1.0$$

Secondo la Normativa tecnica sulle costruzioni, le azioni sismiche sulle strutture vanno valutate sulla base di uno spettro di progetto opportunamente definito ed in particolare, per le verifiche di resistenza e deformabilità degli elementi strutturali, si deve fare riferimento a due diversi spettri corrispondenti rispettivamente allo:

- STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)
- STATO LIMITE DI DANNO (SLD)

I valori dello spettro in Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) dipendono dal valore che viene ad assumere il cosiddetto fattore di struttura q , valutato in funzione delle caratteristiche strutturali, secondo quanto riportato dalla medesima Normativa.

Il fattore di struttura per gli edifici è fornito dalla seguente relazione:

$$q = q_0 K_R$$

nella quale:

q_0 dipende dalla tipologia strutturale e dalla classe di duttilità assunta;

K_R dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

Il fattore q assume valori maggiori dell'unità per strutture definite dissipative, cioè progettate in maniera tale che durante un evento sismico l'energia introdotta dal movimento indotto sia dissipata, al fine di ridurre le sollecitazioni prodotte negli elementi strutturali. Per garantire tale comportamento occorre rispettare una serie di specifiche regole costruttive riguardanti gli

spessori degli elementi strutturali, i quantitativi d'armatura ed il soddisfacimento di verifiche sulla duttilità delle connessioni.

La possibilità di assumere un fattore di struttura maggiore dell'unità consente di ridurre sensibilmente le azioni sismiche sull'opera e quindi ottimizzare le dimensioni degli elementi strutturali e conseguentemente minimizzare i costi di costruzione.

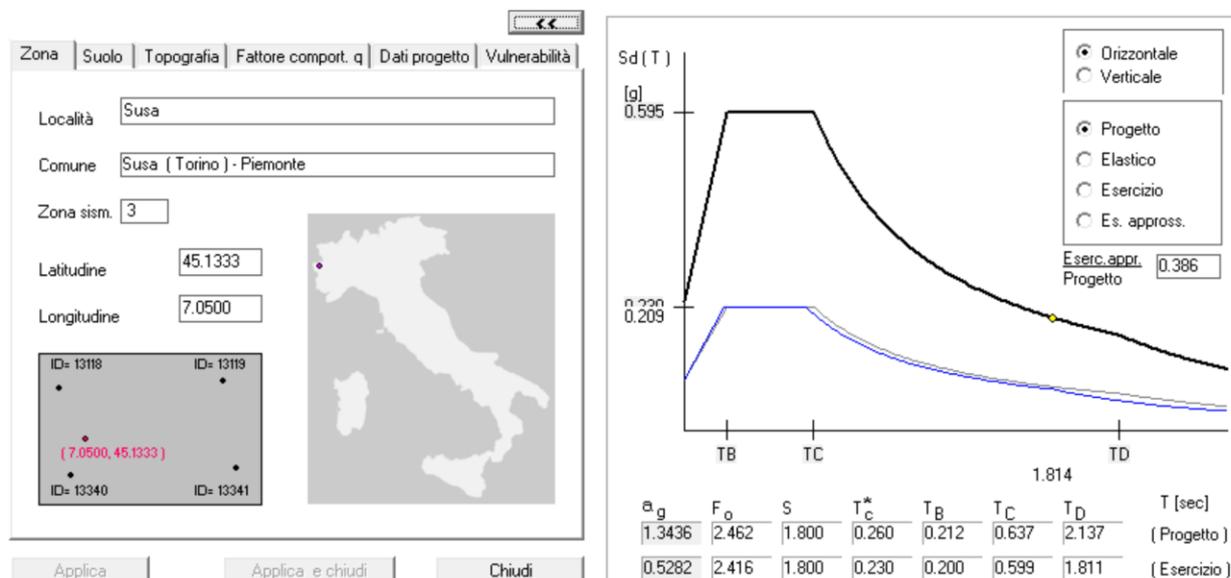
Per la struttura in oggetto non si assumono capacità dissipative in quanto le prescrizioni delle Normative citate comporterebbero un aggravio costruttivo che non giustificerebbe la riduzione dell'azione sismica; inoltre la tipologia strutturale è tale da garantire una soddisfacente risposta nei confronti dell'azione sismica.

Pertanto in questa sede, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, si adotta un fattore di struttura unitario ($q=1$).

Considerare il coefficiente di struttura unitario significa progettare considerando lo Spettro di Risposta Elastico, che risulta essere il più restrittivo fra gli spettri previsti dalla Normativa (SLV, SLD).

La seguente figura mostra la forma che assume lo spettro di progetto in campo elastico, ottenuto con l'ausilio del programma DolmenWin vs18.

Dati generali per sismica (NTC 2018)



L'azione sismica sul manufatto in questione determina due tipi di forze orizzontali:

- forze d'inerzia associate alle masse sismiche della struttura
- spinte dinamiche del terreno a contatto con le pareti

Per quanto riguarda la massa degli elementi, ciascun elemento strutturale riceve una forza sismica proporzionale al suo peso, descritta dalla seguente relazione:

$$f_h = S \cdot a_g / g \cdot W$$

Per quanto riguarda invece il terreno, la normativa vigente prevede (§7.11.6.2.1) un incremento di spinta dinamica dovuto al sisma, dato dalla relazione seguente:

$$\Delta_{Pd} = k_h \times \gamma_t \times H = \beta_m \times a_g / g \times S \times \gamma_t \times H$$

Dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale;

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima al suolo pari a 1;

a_g = accelerazione orizzontale massima sul suolo;

g = accelerazione di gravità;

S = $S_S \times S_T$ = categoria del suolo di fondazione;

γ_t = peso specifico del terreno;

H = altezza parete e ricoprimento.

4.3 Casi di carico

Le condizioni di carico implementate nel programma sono le seguenti:

Schede condizioni

| Nuova scheda | | | | | |
|---------------------------------------|--------------|-----------------|----------------|----------------------|---------------------------|
| | | Modifica scheda | Duplica scheda | | Elimina scheda |
| Num. | Nome | Coeff. | N° carichi | Categoria in NTC2018 | Categoria in norme preced |
| <input checked="" type="radio"/> 001) | PESO_PROPRIO | 1 | 336 | Peso proprio | Altro ... |
| <input type="radio"/> 002) | PERMANENTI | 1 | 112 | Permanente | Altro ... |
| <input type="radio"/> 003) | ACQUA_CASO_A | 1 | 28 | Altro ... | Altro ... |
| <input type="radio"/> 004) | ACQUA_CASO_B | 1 | 112 | Altro ... | Altro ... |
| <input type="radio"/> 005) | SISMA_X | 1 | 560 | Altro ... | Altro ... |

Le condizioni di carico elementari sono state combinate in casi di carico allo stato limite ultimo e di esercizio, secondo normativa, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto necessarie alla verifica del muro:

Impianto idroelettrico "Susa 3"
 RELAZIONE VERIFICA STABILITÀ TRAVERSA

| NOM | DESCRIZIONE | VERIF. | TIPO | CONDIZIONI INSERITE | | | CASI INS. | |
|-----|----------------------|---------|--------|---------------------|--------------|-------|-----------|-----|
| | | | | Nro | Descrizione | Coef. | Somma | Nom |
| 1 | SLU no sisma no H2O | SLU | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.300 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.500 | | |
| 2 | SLU A no sisma | SLU | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.300 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.500 | | |
| 3 | SLU B no sisma | SLU | somma | 3 | ACQUA_CASO_A | 1.500 | + | |
| | | | | 1 | PESO_PROPRIO | 1.300 | | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.500 | | |
| 4 | SLU A con sisma | SLU | somma | 4 | ACQUA_CASO_B | 1.500 | + | |
| | | | | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| | | | | 5 | SISMA_X_SLV | 1.000 | | |
| 5 | SLU B con sisma | SLU | somma | 3 | ACQUA_CASO_A | 1.000 | + | |
| | | | | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| | | | | 5 | SISMA_X_SLV | 1.000 | | |
| | | | | 4 | ACQUA_CASO_B | 1.000 | | |
| 6 | SLU con sisma no H2O | SLU | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| | | | | 5 | SISMA_X_SLV | 1.000 | | |
| | | | | 4 | ACQUA_CASO_B | 1.000 | | |
| | | | | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | | |
| 7 | SLU A GEO | SLU_GEO | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.300 | | |
| | | | | 3 | ACQUA_CASO_A | 1.300 | | |
| 8 | SLU B GEO | SLU_GEO | inv.FX | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.300 | | |
| | | | | 4 | ACQUA_CASO_B | 1.300 | | |
| | | | | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | | |
| 9 | SLE A RARA | RARA | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| | | | | 3 | ACQUA_CASO_A | 1.000 | | |
| 10 | SLE B RARA | RARA | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| | | | | 4 | ACQUA_CASO_B | 1.000 | | |
| | | | | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | | |
| 11 | SLE Q.PERM. | QPERM | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| 12 | SLU A con sisma | SLD | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| | | | | 6 | SISMA_X_SLD | 1.000 | | |
| | | | | 3 | ACQUA_CASO_A | 1.000 | | |
| 13 | SLU B con sisma | SLD | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| | | | | 6 | SISMA_X_SLD | 1.000 | | |
| | | | | 4 | ACQUA_CASO_B | 1.000 | | |
| 14 | SLU con sisma no H2O | SLD | somma | 1 | PESO_PROPRIO | 1.000 | + | |
| | | | | 2 | PERMANENTI | 1.000 | | |
| | | | | 6 | SISMA_X_SLD | 1.000 | | |

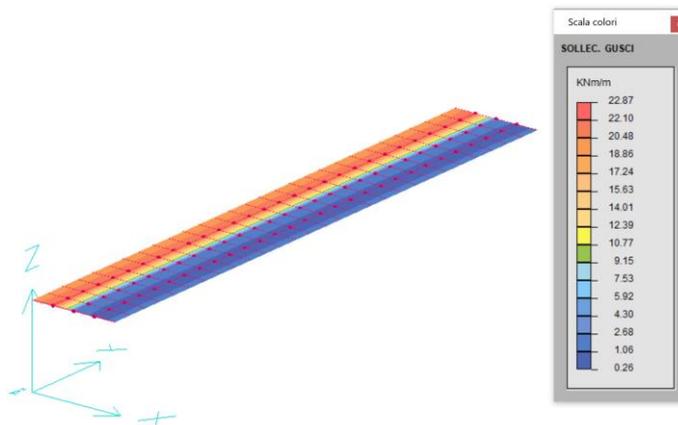
4.4 Verifiche di resistenza degli elementi strutturali

Verifica del basamento

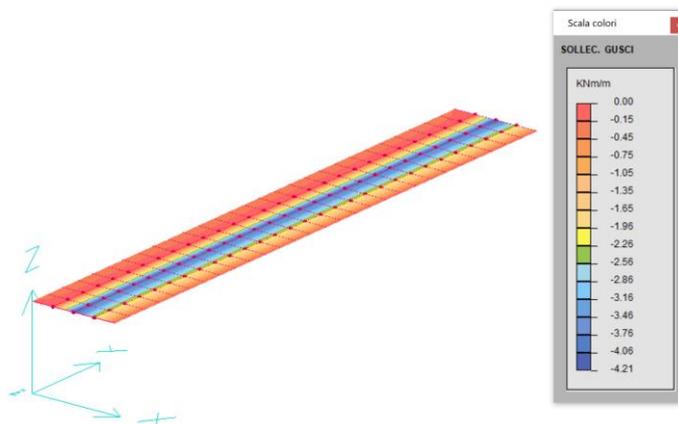
Verifica a flessione e fessurazione

Dall'analisi numerica del modello si ottengono i seguenti diagrammi di momento flettente lungo gli assi X ed Y necessari per la verifica di resistenza a flessione.

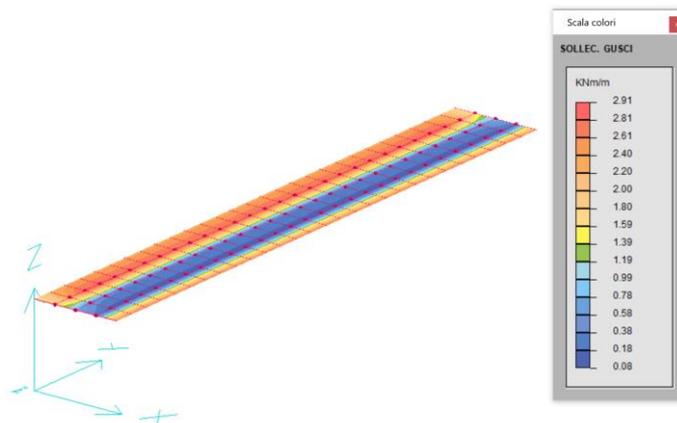
Momento flettente inferiore lungo X



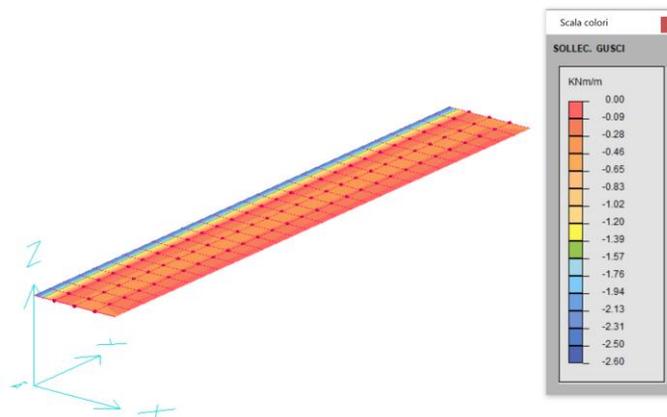
Momento flettente superiore lungo X



Momento flettente inferiore lungo Y



Momento flettente superiore lungo Y

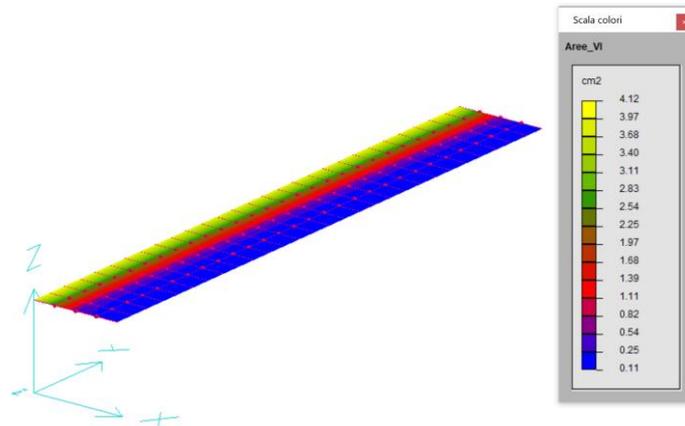


Armatura

Con l'ausilio del codice di calcolo DolmenWin sono state dedotte le quantità di armatura minime necessarie per soddisfare la verifica nei confronti delle sollecitazioni massime agenti, nei confronti della resistenza per le verifiche a SLU e nei confronti dell'ampiezza delle fessure per le verifiche a SLE.

Di seguito si riporta il grafico con la distribuzione necessaria di armatura.

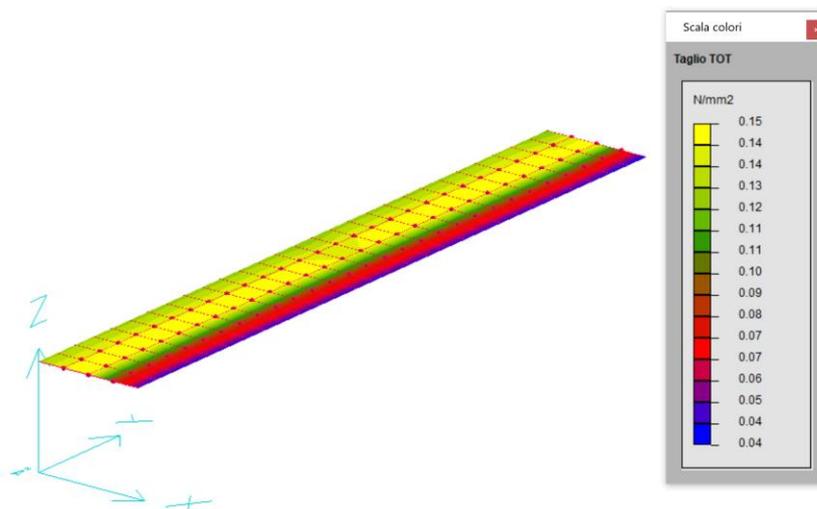
Il basamento è armato con 5 Ø 14 (7.70 cm²) al metro lineare nella direzione principale e con 5 Ø 12 (5.65 cm²) al metro lineare nella direzione secondaria, sia al lembo superiore che a quello inferiore.



L'armatura prevista è ovunque maggiore della quantità richiesta sia per soddisfare le verifiche di resistenza ($R_d > E_d$) a SLU, sia per le verifiche a SLE in merito all'estensione delle fessurazioni.

Verifica taglio

Il diagramma delle tensioni tangenziali agenti nel basamento è riportato nella figura seguente:



Al fine della verifica al taglio viene considerato un valore massimo della tensione tangenziale pari a circa 15 kN/m^2 .

Il taglio corrispondente ad una striscia di larghezza unitaria è pari a:

$$V_{sd} = T \times L \times H = 15 \times 1 \times 0.30 = 4.5 \text{ kN}$$

Secondo le indicazioni delle Norme tecniche adottate la resistenza risulta pari al seguente valore:

TAGLIO RESISTENTE DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE secondo NTC2018

taglio di progetto agente sulla sezione

$$Vsd = 4.50 \text{ kN}$$

dati di progetto della sezione

altezza utile della sezione

$$d = 250 \text{ mm}$$

larghezza della membratura resistente a taglio

$$bw = 1000 \text{ mm}$$

armatura longitudinale efficace

| nferr | df mm | area mmq |
|---------------|----------|----------------|
| 5 | 14 | 770 |
| 0 | 0 | 0 |
| As,tot | = | 770 mmq |

caratteristiche meccaniche dei materiali

coefficiente riduttivo di conversione fra resistenza cubica e cilindrica

$$\alpha_{facc} = 0.83$$

coefficiente riduttivo per carichi a lungo termine

$$\beta = 0.85 \text{ NTC2018}$$

coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo

$$\gamma_{mac} = 1.50 \text{ NTC2018}$$

coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio

$$\gamma_{mas} = 1.15 \text{ NTC2018}$$

fattore di confidenza del calcestruzzo

$$FCc = 1.00 \text{ utente}$$

fattore di confidenza dell'acciaio

$$FCs = 1.00 \text{ utente}$$

calcestruzzo

resistenza cubica caratteristica a rottura

$$Rck = 35 \text{ MPa}$$

resistenza cilindrica caratteristica a rottura

$$fck = 29.05 \text{ MPa}$$

valor medio della resistenza cilindrica

$$fcm = 37.05 \text{ MPa}$$

resistenza di calcolo

$$fcd = 16.46 \text{ MPa}$$

resistenza media a trazione assiale

$$fctm = 2.83 \text{ MPa}$$

resistenza media a trazione per flessione

$$fctm = 3.40 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica a trazione assiale (frattile del 5%)

$$fctk(0.05) = 1.98 \text{ MPa}$$

resistenza di calcolo a trazione assiale

$$fctd = 1.32 \text{ MPa}$$

acciaio

resistenza caratteristica a snervamento

$$fyk = 450 \text{ MPa}$$

resistenza di calcolo

$$fsd = 391 \text{ MPa}$$

sezione priva di armatura a taglio specifica

$$Vrd, \min = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d / FS = 123 \text{ kN}$$

$$Vrd = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot fck)^{1/3} / \gamma_{mac} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d / FS = 118 \text{ kN}$$

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} < 2 = 1.89$$

$$\rho = As / (d \cdot bw) = 0.0031$$

$$\text{forza normale di compressione, } N_c = 0 \text{ kN}$$

$$\text{area della sezione soggetta a compressione, } A_c = 2.50E+05 \text{ mmq}$$

$$\text{tensione normale di compressione } \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp, \text{eff}} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot (k^3/2)^{1/2} \cdot (fck^{1/2}) = 0.49 \text{ MPa}$$

$$Vrd/Vsd = 27.33$$

LA SEZIONE NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

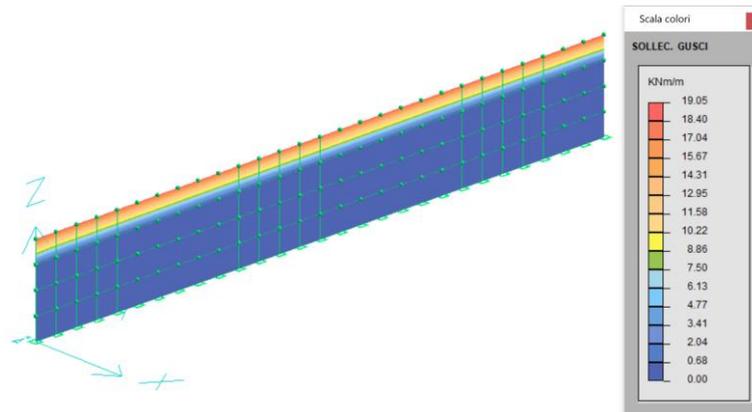
OK

Verifica dei taglioni

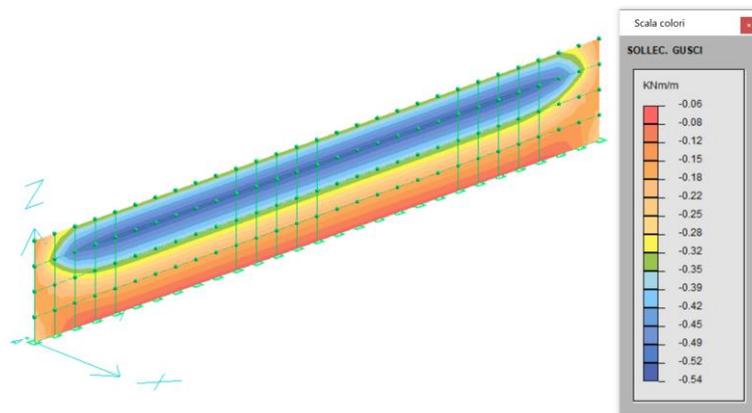
Verifica a flessione e fessurazione

Dall'analisi numerica del modello si ottengono i seguenti diagrammi di momento flettente lungo gli assi X ed Y necessari per la verifica di resistenza a flessione.

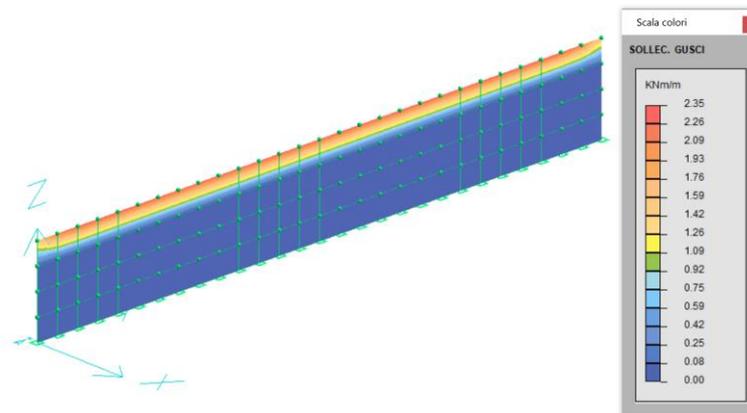
Momento flettente inferiore lungo X



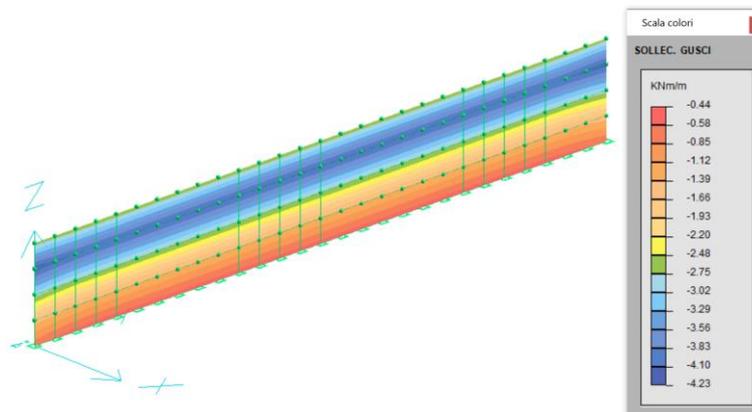
Momento flettente superiore lungo X



Momento flettente inferiore lungo Y



Momento flettente superiore lungo Y

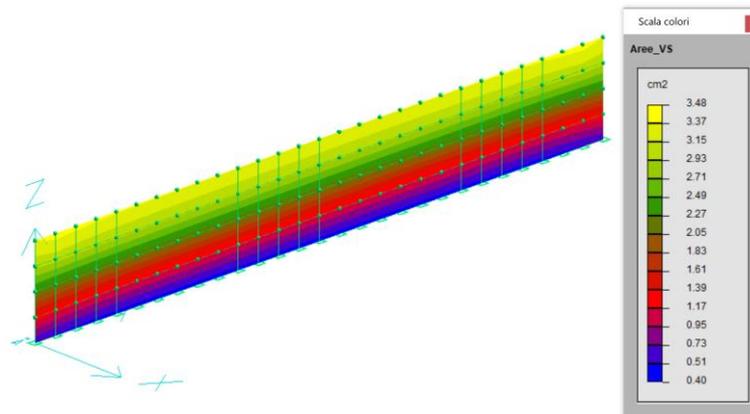


Armatura

Con l'ausilio del codice di calcolo DolmenWin sono state dedotte le quantità di armatura minime necessarie per soddisfare la verifica nei confronti delle sollecitazioni massime agenti, nei confronti della resistenza per le verifiche a SLU e nei confronti dell'ampiezza delle fessure per le verifiche a SLE.

Di seguito si riporta il grafico con la distribuzione necessaria di armatura.

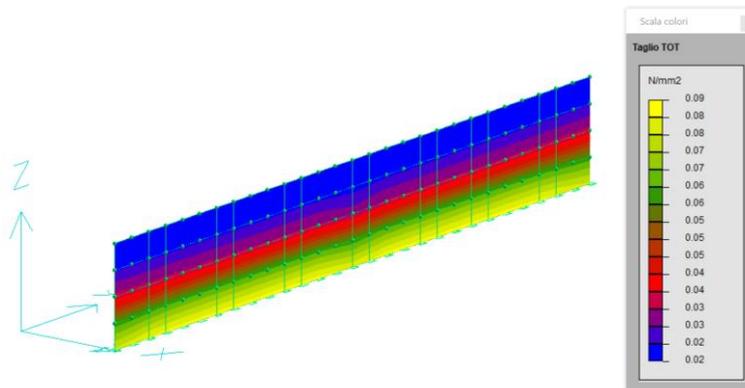
I taglioni sono armati con 5 \varnothing 14 (7.70 cm^2) al metro lineare in direzione verticale e con 5 \varnothing 12 (5.65 cm^2) al metro lineare in direzione orizzontale, sia al lembo esterno che a quello interno.



L'armatura prevista è ovunque maggiore della quantità richiesta sia per soddisfare le verifiche di resistenza ($R_d > E_d$) a SLU, sia per le verifiche a SLE in merito all'estensione delle fessurazioni.

Verifica taglio

Il diagramma delle tensioni tangenziali agenti nei taglioni è riportato nella figura seguente:



Al fine della verifica al taglio viene considerato un valore massimo della tensione tangenziale pari a circa 9 kN/m^2 .

Il taglio corrispondente ad una striscia di larghezza unitaria è pari a:

$$V_{sd} = T \times L \times H = 9 \times 1 \times 0.40 = 3.6 \text{ kN}$$

Secondo le indicazioni delle Norme tecniche adottate la resistenza risulta pari al seguente valore:

TAGLIO RESISTENTE DI UNA SEZIONE RETTANGOLARE secondo NTC2018

taglio di progetto agente sulla sezione

$$Vsd = 4.00 \text{ kN}$$

dati di progetto della sezione

altezza utile della sezione

$$d = 350 \text{ mm}$$

larghezza della membratura resistente a taglio

$$bw = 1000 \text{ mm}$$

armatura longitudinale efficace

| nferr | df mm | area mmq |
|---------------|----------|----------------|
| 5 | 14 | 770 |
| 0 | 0 | 0 |
| As,tot | = | 770 mmq |

caratteristiche meccaniche dei materiali

coefficiente riduttivo di conversione fra resistenza cubica e cilindrica

$$\alpha_{facc} = 0.83$$

coefficiente riduttivo per carichi a lungo termine

$$\beta = 0.85 \text{ NTC2018}$$

coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo

$$\gamma_{mac} = 1.50 \text{ NTC2018}$$

coefficiente di sicurezza parziale dell'acciaio

$$\gamma_{mas} = 1.15 \text{ NTC2018}$$

fattore di confidenza del calcestruzzo

$$FCc = 1.00 \text{ utente}$$

fattore di confidenza dell'acciaio

$$FCs = 1.00 \text{ utente}$$

calcestruzzo

resistenza cubica caratteristica a rottura

$$Rck = 35 \text{ MPa}$$

resistenza cilindrica caratteristica a rottura

$$fck = 29.05 \text{ MPa}$$

valor medio della resistenza cilindrica

$$fcm = 37.05 \text{ MPa}$$

resistenza di calcolo

$$fcd = 16.46 \text{ MPa}$$

resistenza media a trazione assiale

$$fctm = 2.83 \text{ MPa}$$

resistenza media a trazione per flessione

$$fctm = 3.40 \text{ MPa}$$

resistenza caratteristica a trazione assiale (frattile del 5%)

$$fctk(0.05) = 1.98 \text{ MPa}$$

resistenza di calcolo a trazione assiale

$$fctd = 1.32 \text{ MPa}$$

acciaio

resistenza caratteristica a snervamento

$$fyk = 450 \text{ MPa}$$

resistenza di calcolo

$$fsd = 391 \text{ MPa}$$

sezione priva di armatura a taglio specifica

$$Vrd, \min = (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d / FS = 154 \text{ kN}$$

$$Vrd = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot fck)^{1/3} / \gamma_{mac} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d / FS = 137 \text{ kN}$$

$$k = 1 + (200/d)^{0.5} < 2 = 1.76$$

$$\rho = As / (d \cdot bw) = 0.0022$$

$$\text{forza normale di compressione, } N_c = 0 \text{ kN}$$

$$\text{area della sezione soggetta a compressione, } A_c = 3.50E+05 \text{ mmq}$$

$$\text{tensione normale di compressione } \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp, \text{eff}} = 0.00 \text{ MPa}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot (k^{3/2}) \cdot (fck^{1/2}) = 0.44 \text{ MPa}$$

$$Vrd / Vsd = 33.41$$

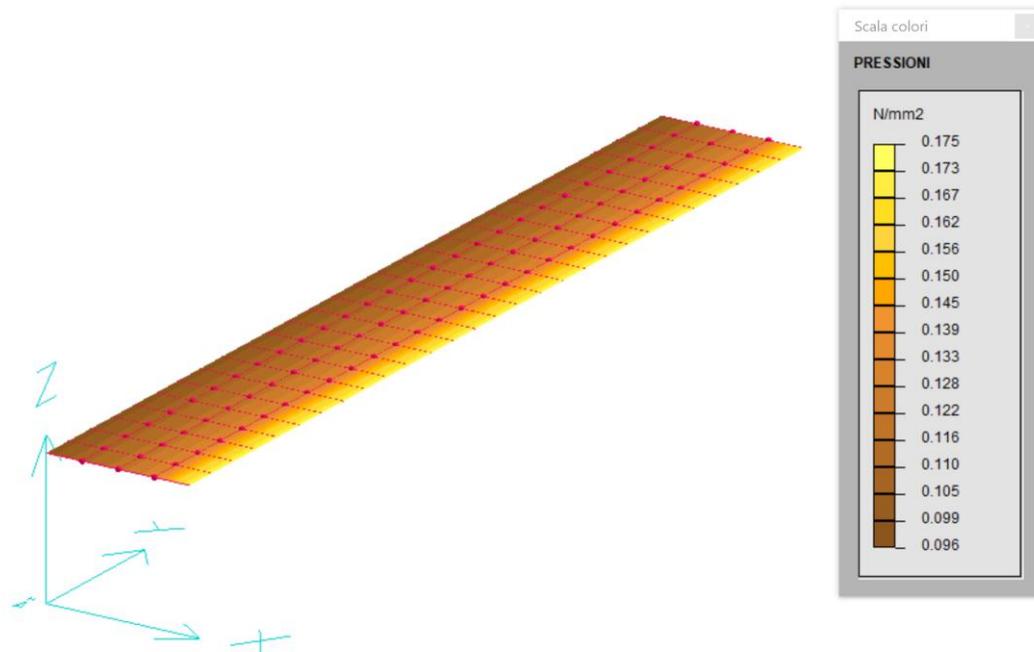
LA SEZIONE NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO

OK

4.5 Verifica del suolo di fondazione

L'analisi al calcolatore del modello globale ha consentito di ottenere la pressione massima trasmessa al terreno di posa secondo i casi di carico allo SLU.

La mappa grafica delle pressioni di contatto confrontata con la legenda a colori consente di determinare il valore massimo trasmesso al suolo, che risulta essere pari a circa 175 kPa.



La determinazione della capacità portante viene definita tramite la seguente equazione generale proposta da Vesic (1975):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

in cui si è indicato con:

s_{γ}, s_c, s_q i fattori di forma;

d_c, d_q i fattori di profondità;

i_{γ}, i_c, i_q i fattori di inclinazione del carico;

b_{γ}, b_c, b_q i fattori di inclinazione della base;

g_{γ}, g_c, g_q i fattori di inclinazione del piano campagna;

B la larghezza della fondazione.

Il calcolo della capacità portante viene svolto con l'ausilio di un foglio di calcolo che implementa il metodo precedentemente descritto.

Nella determinazione della capacità portante si è cautelativamente trascurato il contributo dato dalla coesione.

CONDIZIONI DRENATE (terreni granulari, carico applicato lentamente)

dimensioni della fondazione

| | | | | |
|-------------------------------|---------------|---|-----------------------------------|-----|
| larghezza | B | = | 2.50 | m |
| lunghezza | L>B | = | 14.00 | m |
| | B/L | = | 0.179 | |
| coefficiente di forma | | = | 1.85 | |
| approfondimento | D | = | 0.00 | m |
| inclinazione della fondazione | teta | = | 0.00 | deg |
| | | | <i>(rispetto all'orizzontale)</i> | |

coefficienti parziali relativi ai parametri geomeccanici

| | | | |
|---|--|---|------|
| tangente dell'angolo di resistenza taglio | | = | 1.00 |
| coesione | | = | 1.00 |
| peso specifico | | = | 1.00 |

proprietà del suolo di posa

| | | | | | |
|-------------------------------|------------|---|-----|-------------------|--------------------------------------|
| valori caratteristici | | | | | |
| peso specifico | gk | = | 19 | kN/m ³ | falda 0 = assente 1 = presente |
| angolo di resistenza a taglio | fik | = | 30 | deg | |
| coesione drenata | ck | = | 0.0 | kPa | |
| valori di progetto | | | | | |

| | | | | |
|-------------------------------|------------|---|-------|-------------------|
| peso specifico | gd | = | 18.00 | kN/m ³ |
| angolo di resistenza a taglio | fid | = | 30.00 | deg |
| coesione drenata | cd | = | 0.0 | kPa |

proprietà del suolo di rinterro

| | | | | | |
|------------------------------------|-------------|---|----|-------------------|--------------------------------------|
| peso specifico | g2 | = | 19 | kN/m ³ | falda 0 = assente 1 = presente |
| inclinazione del piano di campagna | alfa | = | 0 | deg | |

carichi agenti sulla fondazione

| | | | | |
|--------------------|----------|---|------|----|
| carico verticale | V | = | 1.00 | kN |
| carico orizzontale | H | = | 0.00 | kN |

capacità portante del terreno sotto la fondazione

| | | | |
|---------------------------------------|---|-----|-----|
| contributo geometrico | = | 266 | kPa |
| contributo dovuto alla coesione | = | 0 | kPa |
| contributo dovuto all'approfondimento | = | 0 | kPa |
| qlim | = | 266 | kPa |

COEFFICIENTI DI CALCOLO

coefficienti di capacità portante

Prandtl (1921), Brinch-Hansen (1970)

Nq = 18.40

Nc = 30.14

Ng = 22.40

Nq/Nc = 0.61

coefficienti di forma della fondazione

Meyerhof (1951)

sg = 1.05

sq = 1.05

sc = 1.11

coefficienti di profondità

Brinch-Hansen (1970), Vesic (1973)

dq = 1.00

dc = 1.00

coefficienti d'inclinazione del carico

Vesic, 1973

ig = 1.00

iq = 1.00

ic = 1.00

coefficienti d'inclinazione della fondazione

Brinch-Hansen, 1970

bg = 1.00

bq = 1.00

bc = 1.00

coefficienti d'inclinazione del piano di campagna

sg = 1.00

sq = 1.00

sc = 1.00

Utilizzando il coefficiente di riduzione della resistenza (γ_R) come prescritto da normativa viene effettuata la verifica:

$q_{lim} = 266 / 1.4 = 190 \text{ kPa}$

$q_{lim} > p_{max}$

VERIFICA SODDISFATTA

OVADAPROGETTI s.a.s.

Ing. Sergio Colombo

Via Vittorio Veneto 11 - 15076 OVADA (AL)

Tel. (+39) 0143 81293 - Fax (+39) 0143 81293

E-mail: sergio.colombo@ovadaprogetti.it