0	9/2018	PRIMA EMISSIONE	TRESSO	BERTERO	CASSANI
Revisione	**Data**	**Oggetto revisione**	**Redatto**	**Verificato**	**Approvato**

REGIONE LIGURIA

#ItaliaSicura
Presidenza del Consiglio dei Ministri

COMUNE DI GENOVA

PIANO STRALCIO PER LE AREE METROPOLITANE E LE AREE URBANE CON ALTO LIVELLO DI POPOLAZIONE ESPOSTA AL RISCHIO DI ALLUVIONI

Presidenza del Consiglio dei Ministri

PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI
COMMISSARIO STRAORDINARIO
delegato per l'attuazione degli interventi inseriti nell'A.d.P. del 16.09.2010 e ss.ii.
(ex art. 10 del D.L. n. 91 del 24.06.2014)

Commissario straordinario
Dott. Giovanni TOTI

PROGETTISTI

CAPOGRUPPO MANDATARIA:

ROCKSOIL S.p.A.
CONSULENZA E ASSISTENZA TECNICA
nel campo della GEOINGEGNERIA

MANDANTI:

art ambiente risorse territorio

HYDRODATA INGEGNERIA DELLE RISORSE IDRICHE

Ing. Mario CANGIANO

Ing. Paolo GALLO

Ing. Francesco DE SANCTIS

Dott.ssa Francesca GIOMI

RESPONSABILE STRUTTURA COMMISSARIALE
Ing. Luca BERRUTI

RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO
Ing. Stefano PINASCO

Progettista responsabile integrazioni prestazioni specialistiche e Direttore Tecnico della mandataria.
Rocksoil S.p.A.
Ing. Giovanna Cassani
Ord. Ingg. Milano N° 20997

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI MILANO
DOTT. ING. CASSANI GIOVANNA
Sez. A Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 20997

Progettista/Progettisti responsabili elaborato
Hydrodata S.p.A.
Ing. Roberto Bertero
Ord. Ingg. Torino N° 7570L

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI TORINO
Dott. Ing. ROBERTO BERTERO
n. 7570 L

Intervento/Opera

SECONDO LOTTO DEI LAVORI RELATIVI ALLA REALIZZAZIONE DELLA GALLERIA SCOLMATRICE DEL TORRENTE BISAGNO IN COMUNE DI GENOVA

PROGETTO ESECUTIVO

N° Progr. ----

Codice elaborato BIS2E - H - OSI01 -RE02- 0

Oggetto della tavola

OPERE DI SISTEMAZIONE IDROGEOLOGICA

VIA MERELLO

Relazione di calcolo strutture in c.a.

Scala

Data
14 SETT. 2018

Codice FILE BIS2E-H-OSI01-RE02-0.DWG

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DELLA STRUTTURA COMMISSARIALE E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

INDICE

1 Generalità 2
2 NORMATIVA VIGENTE 2
3 MATERIALI PREVISTI 3
3.1.1 Prescrizione per inerti 4
3.1.2 Prescrizione per il disarmo 4
3.1.3 Controlli di accettazione - Provini da prelevarsi in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/18) 4
3.2 Acciaio per c.a. 5
3.3 Acciaio per carpenteria metallica 5
4 PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE 6
5 STATI LIMITE 7
6 PARAMETRI GEOTECNICI 8
7 PARAMETRI SISMICI 8
8 METODO DI CALCOLO POZZETTO INTERCETTAZIONE E CALATA (INTERVENTO A) 9
9 METODO DI CALCOLO MENSOLE BRIGLIA SELETTIVA (INTERVENTO B) 11
ALLEGATO 1 – POZZETTO INTERCETTAZIONE E CALATA 12
ALLEGATO 2 – MENSOLE BRIGLIA SELETTIVA 45

1 Generalità

La presente relazione di calcolo è relativa agli interventi strutturali previsti nell'ambito del progetto delle "Opere di sistemazione idrogeologica – Via Merello" nel Comune di Genova.

Nello specifico gli interventi strutturali relativi alle opere, oggetto di verifica sono:

- **Pozzetto di intercettazione e calata** in cemento armato ordinario, gettato in opera, costituito da un pozzetto verticale avente altezza massima 8.88 m e dimensioni interne variabili da un minimo di 1.50x1.40 m sino ad un massimo di 3.50 x 1.50, con pareti verticali di spessore minimo 30 cm. Tale pozzetto verticale appoggia su di un uno scatolare di imbocco posto al piede di lunghezza complessiva 5.92 m e dimensioni interne nette 1.50x1.50 m con platea di fondazione di spessore 50 cm, pareti laterali sp. 30 cm e soletta di copertura 40 cm. Si prevede un'altezza del terreno di ricoprimento sulla soletta di copertura di circa 70 cm.
  (Allegato 1)

- **Nuove briglie selettiva** costituite da profili in acciaio HEB 100 inserite all'interno della platea di fondo esistente mediante carotaggio per 50 cm e getto di ripristino con betoncino antiritiro e ulteriormente vincolate mediante un bauletto in c.a. adeguatamente bolzonato alle strutture esistenti;
  (Allegato 2)

Le verifiche degli elementi strutturali principali sono eseguite con il metodo degli Stati Limite, in accordo a quanto riportato all'interno delle normative vigenti (NTC 2018), i manufatti non riportati in relazione si ritengono calcolati e verificati in maniera analoga.

I manufatti in oggetto si trovano nel comune di Genova, classificato come zona sismica 3.

2 NORMATIVA VIGENTE

• D.M. 17 gennaio 2018 – "Aggiornamento Nuove Norma Tecniche per le costruzioni"

• D.M. 14 gennaio 2008 – "Nuove Norma 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".

3 MATERIALI PREVISTI

2.1.1. Calcestruzzo per manufatti di sbocco

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 25/30
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 30 N/mm^2
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = 0.83 R_{ck} = 24.9 N/mm^2
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = f_{ck} + 8 = 32.9 N/mm^2
- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = 0.30 $f_{ck}^{2/3}$ = 2.56 N/mm^2
- f_{cfm} = resistenza a trazione per flessione = 1.2 f_{ctm} = 3.07 N/mm^2
- E_{cm} = modulo elastico = 22000 $(f_{cm}/10)^{0.3}$ = 31447 N/mm^2
- v = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza: S4
- Classe d'esposizione ambientale: XC2

2.1.2. Dosatura dei materiali

La dosatura dei materiali per ottenere un calcestruzzo di classe C25/30 è orientativamente la seguente (per m^3 d'impasto).

sabbia	0.4 m^3
ghiaia	0.8 m^3
acqua	150 litri
cemento tipo 425	360 kg/m^3

2.1.3. Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate.

Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

3.1.1 Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

3.1.2 Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

3.1.3 Controlli di accettazione - Provini da prelevarsi in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/18)

Prelievo = n° 2 cubetti di lato 15 cm;

Controllo tipo A

Il controllo è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m^3.

Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m^3 di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m^2 massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m^3 di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare all'obbligo del prelievo giornaliero.

Controllo di accettazione di tipo A (quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m^3), positivo se :

$R_i \geq R_{ck} - 3.5$

Controllo tipo B

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m^3 di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m^3 di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m^3.

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un Tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di un apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle.

La domanda di prove al Laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

3.2 Acciaio per c.a.

- Tipo B450C
- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm^2
- f_{yt} = tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm^2
- $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$ e < 1.35
- $(f_t/f_{ynom})_k \leq 1.25$
- Allungamento $(A_{gt})_k \geq 7.5\%$
- γ_s = coefficiente di sicurezza dell'acciaio per c.a. = 1.15
- f_{yd} = resistenza di calcolo = 450 : 1.15 = 391.30 N/mm^2
- f_{bd} = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo = $f_{bk} : \gamma_c$ = 5.755 : 1.5 = 3.837 N/mm^2
- f_{bk} = resistenza tangenziale caratteristica = 2.25 x η x f_{ctk} = 2.25 x 1.0 x 2.558 = 5.755 N/mm^2

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

- Acciaio tipo S235 dove:
- f_{tk} = tensione di rottura = 360 N/mm^2
- f_{yk} = tensione di snervamento = 235 N/mm^2
- f_{yd} = tensione di calcolo = $f_{yk} : \gamma_M$ = 235 : 1.05 = 223.81 N/mm^2
- E = modulo elastico = 210000 N/mm^2
- v = coefficiente di Poisson = 0.3'
- α = coefficiente di espansione termica lineare = 12 x 10^{-6} $°C^{-1}$
- ρ = densità = 7850 kg/m^3
- Bulloni = classe 8.8

4 PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Trattandosi le opere in progetto di costruzioni di tipo normale/ordinarie si identificano come opere di Tipo 2.

	TIPI DI COSTRUZIONE	Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

In presenza di **azioni sismiche**, 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 D.M. 5 novembre 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.

Essendo di tipo 2 *(opere ordinarie)* con vita nominale ≥ 50 anni, C_U = coefficiente d'uso = 1.0, V_R = vita di riferimento = C_U x V_N = 50 anni.

5 STATI LIMITE

La sicurezza e le prestazioni dei manufatti sono state valutate in relazione agli Stati Limite che si possono verificare durante la loro vita nominale. In particolare le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU), sia di tipo geotecnico (GEO e di equilibrio di corpo rigido (EQU,) che di tipo strutturale (STR)*

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali ed ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$ delle azioni o direttamente $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$

Inoltre si è considerata:

V_N = vita nominale dell'opera = 50 anni

Classe d'uso di tipo II con coefficiente C_U = 1.0

$V_{R\,(II)}$ = periodo di riferimento (classe II) = $V_N \cdot C_U$ = 50 anni

6 PARAMETRI GEOTECNICI

Dal punto di vista geotecnico, al fine di eseguire le verifiche a capacità portante dei manufatti, si ipotizzano terreni dotati di medie caratteristiche geotecniche, stimate a favore di sicurezza pari a:

$\gamma = 18$ kN/m^3

$\Phi = 30°$

$C = 0.0$ kPa

7 PARAMETRI SISMICI

L'azione dell'azione sismica di progetto viene effettuata in funzione della "pericolosità sismica di base" del sito mediante opportune formule spettrali variabili in relazione alla probabilità di superamento, nel periodo di riferimento adottato e, pertanto, in relazione al particolare stato limite considerato (SLV = Stato limite di Salvaguardia della Vita e SLD = Stato Limite di Danno).

I valori base dei parametri utili che consentono di definire le suddette azioni sismiche, per sito di riferimento rigido orizzontale sono quelli della "*Accelerazione orizzontale massima al sito*" (a_g), del *"Fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione"* (F_o) e del *"Periodo di inizio del tratto costante dello spettro in accelerazione"* (T_C) che, come detto sono variabili a seconda dello stato limite considerato.

Tali valori sono definiti interpolando tra i valori forniti per i vertici del reticolo di riferimento più prossimi al sito.

Il Comune di Genova è in zona sismica di tipo 3, collocato secondo i seguenti valori di posizionamento ed accelerazione al suolo:

Latitudine : 44,4070624 [°]

Longitudine : 8,9339889 [°]

P_r = periodo di ritorno = 475 anni

a_g = accelerazione massima del sito = 0.067 g

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale = 2.536

T^*_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale = 0.288

Ai fini della definizione sismica di progetto, cautelativamente i terreni interessati dall'intervento possono essere classificati come:

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).

Superficie topografica di categoria T3 con un S_T = coefficiente di amplificazione topografica = 1.2.

8 METODO DI CALCOLO POZZETTO INTERCETTAZIONE E CALATA (INTERVENTO A)

Le analisi e le verifiche dello scatolare di imbocco al piede del pozzetto di intercettazione e calata sono state eseguite con il programma agli elementi finiti della AZTEC SOFTWARE srl "SCAT 14.0.

I manufatti in oggetto sono modellati come un telaio di tipo chiuso composto da elementi di larghezza unitaria.

Il terreno di rinfianco e di fondazione viene schematizzato come una serie di elementi molle proporzionali alla costante di Winkler del terreno ed all'area di influenza della molla stessa.

La soluzione del sistema viene fatta per ogni combinazione di carico agente sullo scatolare.

L'interazione con il terreno di fondazione è stata modellata secondo lo schema classico di trave su suolo elastico alla Winkler.

L'analisi è condotta sia in condizioni statiche che sismiche considerando una serie di combinazioni di carico generate automaticamente.

Spinta sui piedritti

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ, su una parete di altezza *H*, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha+\Phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2}$$

dove Φ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale (α = 90° per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (*1/3 H* rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per β>Φ. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di naturale declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione *c* l'espressione della pressione del terreno ad una generica profondità *z* vale

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

L'utilizzo del coefficiente di spinta attiva K_a tende talvolta a sottostimare la spinta del terreno. Infatti il valore di K_a rappresenta il limite inferiore per quanto riguarda la spinta del terreno, mentre il limite superiore è rappresentato dal coefficiente di spinta a riposo K_0

Inoltre la teoria di Coulomb risulta quella generalmente accettata ed utilizzata dai principali software ad elementi finiti, in quanto più raffinata e tende a non sovrastimare il valore della spinta delle terre, come ad esempio la teoria di Rankine.

Spinta in presenza di sisma – Metodo di Mononobe-Okabe

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta *S'* considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg (k_h/(1\pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h.

Detta *S* la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente *A* vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

Tale incremento di spinta deve essere applicato ad una distanza dalla base pari a 1/2 dell'altezza della parete.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali che si destano per effetto del sisma.

Tale forza viene valutata come

$$F_i = CW$$

dove *W* è il peso della parete e dei relativi sovraccarichi permanenti e va applicata nel baricentro dei pesi.

9 METODO DI CALCOLO MENSOLE BRIGLIA SELETTIVA (INTERVENTO B)

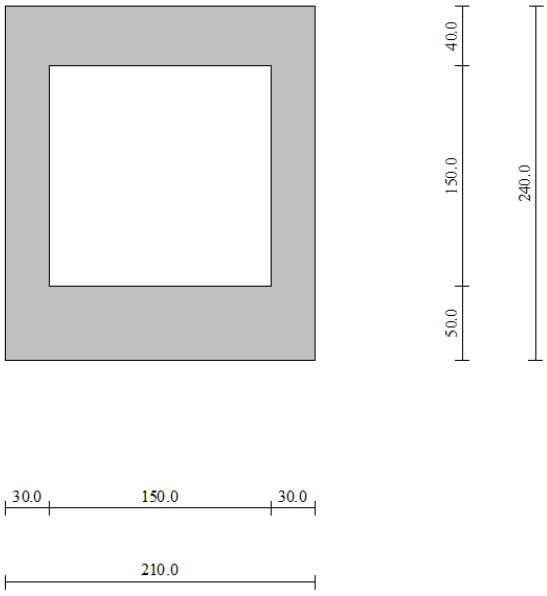
Le strutture in acciaio relative alle mensole della briglia selettiva sono state analizzate e verificate con i classici metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni, con l'ausilio di semplici software di comprovata affidabilità.

ALLEGATO 1 – POZZETTO INTERCETTAZIONE E CALATA

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche di una sezione trasversale dello scatolare di imbocco alla base del pozzetto di calata, soggetto alle pressioni interne dovute ad un riempimento totale accidentale della canna ed al transito di un mezzo pesante mediante l'inserimento di un carico concentrato sul terreno in corrispondenza della mezzeria da 200 kN.

Geometria scatolare

Descrizione:	Scatolare semplice	
Altezza esterna	2.40	[m]
Larghezza esterna	2.10	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.30	[m]
Spessore piedritto destro	0.30	[m]
Spessore fondazione	0.50	[m]
Spessore traverso	0.40	[m]



Caratteristiche materiali utilizzati

Materiale calcestruzzo

R_{ck} calcestruzzo	30000	[kPa]
Peso specifico calcestruzzo	24.5170	[kN/mc]
Modulo elastico E	30976850	[kPa]
Tensione di snervamento acciaio	450000	[kPa]
Coeff. omogeneizzazione cls teso/compresso (n')	0.50	
Coeff. omogeneizzazione acciaio/cls (n)	15.00	
Coefficiente dilatazione termica	0.0000120	

Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Carichi verticali positivi se diretti verso il basso

Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra

Coppie concentrate positive se antiorarie

Ascisse X (espresse in m) positive verso destra

Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto

Carichi concentrati espressi in kN

Coppie concentrate espressi in kNm

Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X	ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
Y	ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
F_y	componente Y del carico concentrato
F_x	componente X del carico concentrato
M	momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali

Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali

V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale

V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale

V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale

D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi

D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)

Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)

Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)

Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)

Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)

Condizione di carico n° 7 (Carico mezzo pesante)

Conc Terreno X= 1.05 F_y= 200.00

Condizione di carico n° 8 (Pressioni idrostatiche max)

Distr	Pied_S	Y_i= 0.50	Y_f= 2.00	V_{ni}= -83.80	V_{nf}= -68.80	V_{ti}=	0.00
	V_{tf}= 0.00						
Distr	Pied_D	Y_i= 0.50	Y_f= 2.00	V_{ni}= 83.80	V_{nf}= 68.80	V_{ti}=	0.00
	V_{tf}= 0.00						
Distr	Traverso	X_i= 0.30	X_f= 1.80	V_{ni}= -68.80	V_{nf}= -68.80	V_{ti}=	0.00
	V_{tf}= 0.00						
Distr	Fondaz.	X_i= 0.30	X_f= 1.80	V_{ni}= 83.80	V_{nf}= 83.80	V_{ti}=	0.00
	V_{tf}= 0.00						

Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Verifica Taglio - Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

$V_{Rd}=[0.18*k*(100.0*\rho_l*fck)^{1/3}/\gamma_c+0.15*\sigma_{cp}]*bw*d>(vmin+0.15*\sigma_{cp})*b_w*d$

$V_{Rsd}=0.9*d*A_{sw}/s*fyd*(ctg\alpha+ctg\theta)*sin\alpha$

$V_{Rcd}=0.9*d*b_w*\alpha_c*fcd'*(ctg(\theta)+ctg(\alpha)/(1.0+ctg\theta^2)$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mmq]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatuta trasversale [mmq]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di fcd e σ_{cp}

$fcd'=0.5*fcd$

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

$vmin=0.035*k^{3/2}*fck^{1/2}$

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare)	0.60 f_{ck}
Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.)	0.45 f_{ck}
Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare)	0.80 f_{yk}

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure w1=0.20 w2=0.30 w3=0.40

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2018 - Approccio 2

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2018

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{Q}	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata

γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata

γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.80	0.80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	*Effetto*		*A1*	*A2*
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00

Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	$\gamma_{\varepsilon fav}$	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\varepsilon sfav}$	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		*M1*	*M2*
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2)

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Carico mezzo pesante	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2)

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Carico mezzo pesante	Sfavorevole	1.35	0.75	1.01
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Frequente)

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico mezzo pesante	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Frequente)

	Effetto	**γ**	**Ψ**	**C**
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico mezzo pesante	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Pressioni idrostatiche max	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Carico mezzo pesante	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in kPa

Tipo di analisi

Pressione in calotta	Pressione geostatica
I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo **angolo di attrito**	
Metodo di calcolo della portanza	Terzaghi

Spinta sui piedritti

a Riposo [combinazione 1]
a Riposo [combinazione 2]
a Riposo [combinazione 3]
a Riposo [combinazione 4]
a Riposo [combinazione 5]
a Riposo [combinazione 6]
a Riposo [combinazione 7]
a Riposo [combinazione 8]
a Riposo [combinazione 9]
a Riposo [combinazione 10]
a Riposo [combinazione 11]
a Riposo [combinazione 12]
a Riposo [combinazione 13]
a Riposo [combinazione 14]
a Riposo [combinazione 15]
a Riposo [combinazione 16]

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	44.407062

Longitudine	8.933989
Comune	Genova
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Punti di interpolazione del reticolo	16918 - 16696 - 16695 - 16917

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso non pericolose	II - Normali affollamenti e industrie
Vita di riferimento	50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g =	0.67 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss)$ = 13.08
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h$ = 6.54

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g =	0.29 [m/s^2]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss)$ = 5.74

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	k_v=0.50 * k_h = 2.87
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Mononobe-Okabe
Angolo diffusione sovraccarico	30.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.500	0.000
2	0.500	0.000
3	0.500	0.000
4	0.500	0.443
5	0.500	0.401
6	0.500	0.443
7	0.500	0.401
8	0.500	0.443
9	0.500	0.401
10	0.500	0.443
11	0.500	0.401
12	0.500	0.000
13	0.500	0.000
14	0.500	0.000
15	0.500	0.000
16	0.500	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	20
Numero elementi traverso	12
Numero elementi piedritto sinistro	23

Numero elementi piedritto destro	23
Numero molle fondazione	21
Numero molle piedritto sinistro	24
Numero molle piedritto destro	24

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta (solo peso terreno) 16.0635 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	16.0635

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 8.0318 [kPa]	Pressione inf. 35.5693 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 8.0318 [kPa]	Pressione inf. 35.5693 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 16.0635 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	0.65	16.0635
0.65	1.45	350.1019
1.45	13.20	16.0635

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 8.0318 [kPa]	Pressione inf. 35.5693 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 8.0318 [kPa]	Pressione inf. 35.5693 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 16.0635 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	0.65	16.0635
0.65	1.45	266.5923
1.45	13.20	16.0635

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 8.0318 [kPa] Pressione inf. 35.5693 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 8.0318 [kPa] Pressione inf. 35.5693 [kPa]

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 3.5689 [kPa] Pressione inf. 3.5689 [kPa]

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 6.1783 [kPa]	Pressione inf. 27.3610 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 6.1783 [kPa]	Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 2.1542 [kPa]	Pressione inf. 2.1542 [kPa]

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 6.1783 [kPa]	Pressione inf. 27.3610 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 6.1783 [kPa]	Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 3.5689 [kPa]	Pressione inf. 3.5689 [kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 2.1542 [kPa] Pressione inf. 2.1542 [kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 3.5689 [kPa] Pressione inf. 3.5689 [kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 6.1783 [kPa]	Pressione inf. 27.3610 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 6.1783 [kPa]	Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 2.1542 [kPa]	Pressione inf. 2.1542 [kPa]

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 6.1783 [kPa]	Pressione inf. 27.3610 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 6.1783 [kPa]	Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 3.5689 [kPa]	Pressione inf. 3.5689 [kPa]

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 2.1542 [kPa] Pressione inf. 2.1542 [kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta (solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	0.65	12.3566
0.65	1.45	197.9334
1.45	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Analisi della combinazione n° 14

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Analisi della combinazione n° 15

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	0.65	12.3566
0.65	1.45	259.7924
1.45	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Analisi della combinazione n° 16

Pressione in calotta(solo peso terreno) 12.3566 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11.10	0.65	12.3566
0.65	1.45	197.9334
1.45	13.20	12.3566

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Piedritto destro Pressione sup. 6.1783 [kPa] Pressione inf. 27.3610 [kPa]

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m] [kN]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max}
0.15	-11.95 25.83	23.48	-93.31	22.92	-70.74	
0.58	0.58 25.83	51.72	-32.03	24.50	-70.74	
1.05	2.07 25.83	61.77	-6.74	12.27	-70.74	
1.52	0.58 25.83	51.72	-17.74	53.97	-70.74	
1.95	-11.95 25.83	23.48	-22.92	93.31	-70.74	

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m] [kN]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max}
0.15	-8.15 16.12	18.27	-34.90	83.53	-61.32	
0.65	0.03 16.12	48.38	-21.78	104.94	-61.32	
1.05	-2.74 16.12	69.58	-3.17	3.17	-61.32	
1.45	0.03 16.12	48.38	-104.94	21.78	-61.32	
1.95	-8.15 16.12	18.27	-83.53	34.90	-61.32	

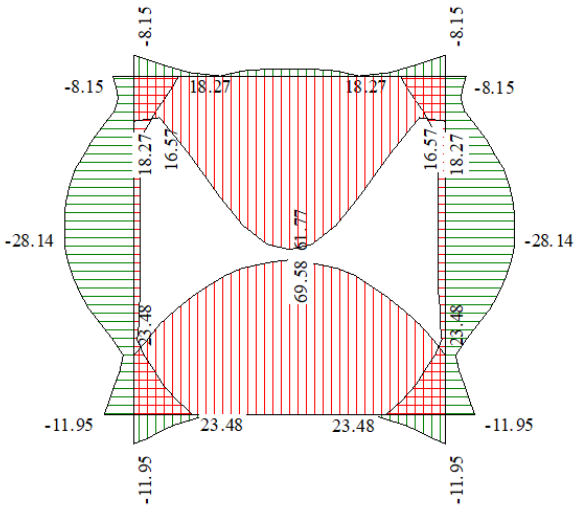
Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0.25	-11.95	23.48	-70.80	28.23	-21.50	102.18
1.22	-27.62	2.83	-10.06	3.62	-28.20	92.85

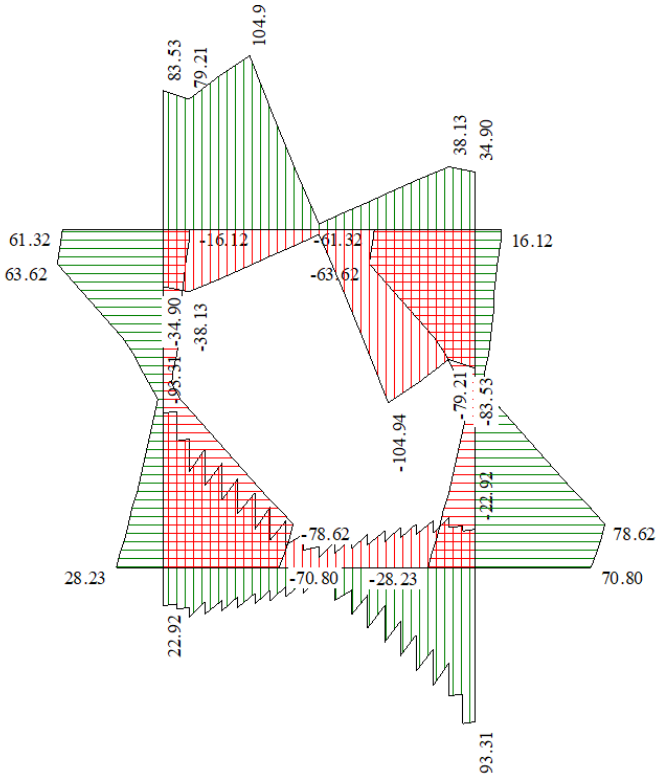
2.20	-8.15	18.27	-16.12	61.32	-34.90	83.53

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

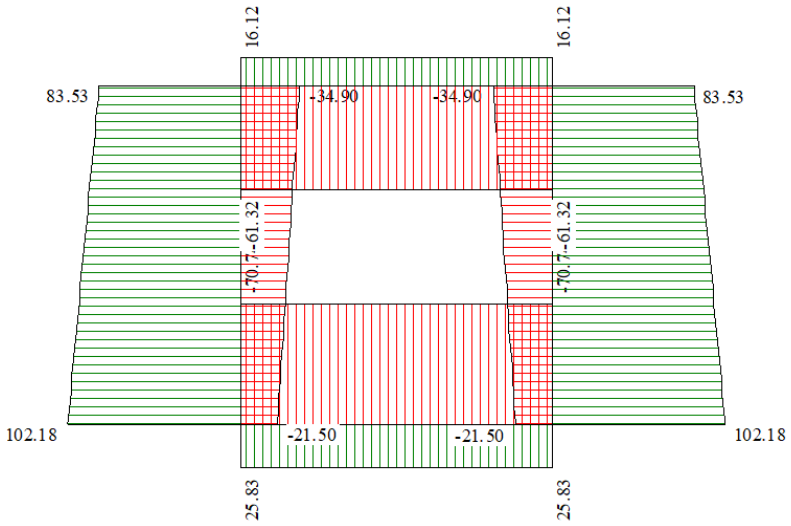
Y [m]	M_{min} [kNm]	M_{max} [kNm]	V_{min} [kN]	V_{max} [kN]	N_{min} [kN]	N_{max} [kN]
0.25	-11.95	23.48	-28.23	70.80	-21.50	102.18
1.22	-27.62	2.83	-3.62	10.06	-28.20	92.85
2.20	-8.15	18.27	-61.32	16.12	-34.90	83.53



Inviluppo sollecitazioni di momento flettente [kNm/m]



Inviluppo sollecitazioni di taglio [kN/m]

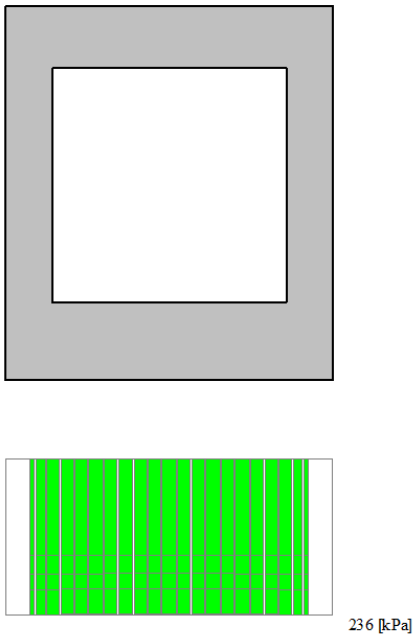


Inviluppo sollecitazioni di sforzo normale [kN/m]

Inviluppo pressioni terreno

Inviluppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0.15	25	236
0.58	36	234
1.05	48	233
1.52	36	234
1.95	25	236



Inviluppo pressioni su terreno [kPa]

Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.15	10.05	10.05	2.28
0.58	10.05	10.05	2.28
1.05	10.05	10.05	2.28
1.52	10.05	10.05	2.28
1.95	10.05	10.05	2.28

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.15	179.82	0.00	0.00	0.00
0.58	179.82	0.00	0.00	0.00
1.05	179.82	0.00	0.00	0.00
1.52	179.82	0.00	0.00	0.00
1.95	179.82	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.15	10.05	10.05	3.25
0.65	10.05	10.05	1.73
1.05	10.05	10.05	1.73
1.45	10.05	10.05	1.73
1.95	10.05	10.05	3.25

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.15	151.49	0.00	0.00	0.00
0.65	151.49	0.00	0.00	0.00
1.05	151.49	0.00	0.00	0.00
1.45	151.49	0.00	0.00	0.00
1.95	151.49	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 30.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	10.05	10.05	4.72
1.22	10.05	10.05	5.46
2.20	10.05	10.05	4.32

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	133.58	0.00	0.00	0.00
1.22	132.32	0.00	0.00	0.00
2.20	131.06	0.00	0.00	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 30.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.25	10.05	10.05	4.72
1.22	10.05	10.05	5.46
2.20	10.05	10.05	4.32

Y	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0.25	133.58	0.00	0.00	0.00
1.22	132.32	0.00	0.00	0.00
2.20	131.06	0.00	0.00	0.00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 50.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.15	10.05	10.05	467	3137	54756
0.58	10.05	10.05	1370	12320	108358
1.05	10.05	10.05	1707	15827	127523
1.52	10.05	10.05	1370	12320	108358
1.95	10.05	10.05	467	3137	54756

X	τ_c	A_{sw}
0.15	-190	0.00
0.58	-70	0.00
1.05	20	0.00
1.52	111	0.00
1.95	190	0.00

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 40.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.15	10.05	10.05	735	67507	16228
0.65	10.05	10.05	1944	122419	17477
1.05	10.05	10.05	2882	170082	28620
1.45	10.05	10.05	1944	122419	17477
1.95	10.05	10.05	735	67507	16228

X	τ_c	A_{sw}
0.15	217	0.00
0.65	258	0.00
1.05	0	0.00
1.45	-258	0.00
1.95	-217	0.00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 30.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	10.05	10.05	1442	71130	16115
1.22	10.05	10.05	1862	20035	55892
2.20	10.05	10.05	1383	79506	9603

Y	τ_c	A_{sw}
0.25	-197	0.00
1.22	-33	0.00
2.20	192	0.00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 30.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.25	10.05	10.05	1442	71130	16115
1.22	10.05	10.05	1862	20035	55892
2.20	10.05	10.05	1383	79506	9603

Y	τ_c	A_{sw}
0.25	197	0.00
1.22	33	0.00
2.20	-192	0.00

Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

IC Indice della combinazione

Nc, Nq, N_g Fattori di capacità portante

Nc, Nq, N_g Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.

qu Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]

Q_U Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m

Q_Y Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m

FS Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc Q_Y	Nq FS	Nγ	N'c	N'q	N'γ	qu	Q_U
1	37.16 117.84	22.46 28.28	19.32	37.16	22.46	19.32	1587	3332.48
2	37.16 421.59	22.46 7.90	19.32	37.16	22.46	19.32	1587	3332.48
3	37.16 354.09	22.46 9.41	19.32	37.16	22.46	19.32	1587	3332.48
4	37.16 95.12	22.46 29.79	19.32	37.16	22.46	19.32	1349	2833.72
5	37.16 86.17	22.46 33.43	19.32	37.16	22.46	19.32	1372	2880.99
6	37.16 117.62	22.46 24.90	19.32	37.16	22.46	19.32	1395	2929.13

7	37.16 108.67	22.46 27.37	19.32	37.16	22.46	19.32	1416	2974.47
8	37.16 95.12	22.46 29.79	19.32	37.16	22.46	19.32	1349	2833.72
9	37.16 86.17	22.46 33.43	19.32	37.16	22.46	19.32	1372	2880.99
10	37.16 117.62	22.46 24.90	19.32	37.16	22.46	19.32	1395	2929.13
11	37.16 108.67	22.46 27.37	19.32	37.16	22.46	19.32	1416	2974.47

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018 (punto 10.2)

Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue.

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

La struttura viene discretizzata in elementi tipo trave. Per simulare il comportamento del terreno di fondazione e di rinfianco vengono inserite delle molle alla Winkler non reagenti a trazione

L'analisi che viene effettuata è un'analisi al passo per tener conto delle molle che devono essere eliminate (molle in trazione). L'analisi fornisce i risultati in termini di spostamenti. Dagli spostamenti si risale alle sollecitazioni nodali ed alle pressioni sul terreno.

Il calcolo degli scatolari viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo delle pressioni in calotta (per gli scatolari ricoperti da terreno);

- Calcolo della spinta del terreno;

- Calcolo delle sollecitazioni sugli elementi strutturali (fondazione, piedritti e traverso);

- Progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	SCAT - Analisi Strutture Scatolari
Versione	14.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS)
Licenza	AIU4639W1

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

ALLEGATO 2 – MENSOLE BRIGLIA SELETTIVA

Si riportano nel seguito le analisi e le verifiche delle mensole in acciaio in profili HEB 100 costituenti la briglia selettiva, nell'ipotesi di riempimento completo della briglia, considerando così una pressione idrostatica massima alla base delle stesse di 15.0 kPa, dovuta ad un battente d'acqua di 1.50 m.

R = risultante spinta = 1.5 x 15.0 / 2 = 11.25 kN/m

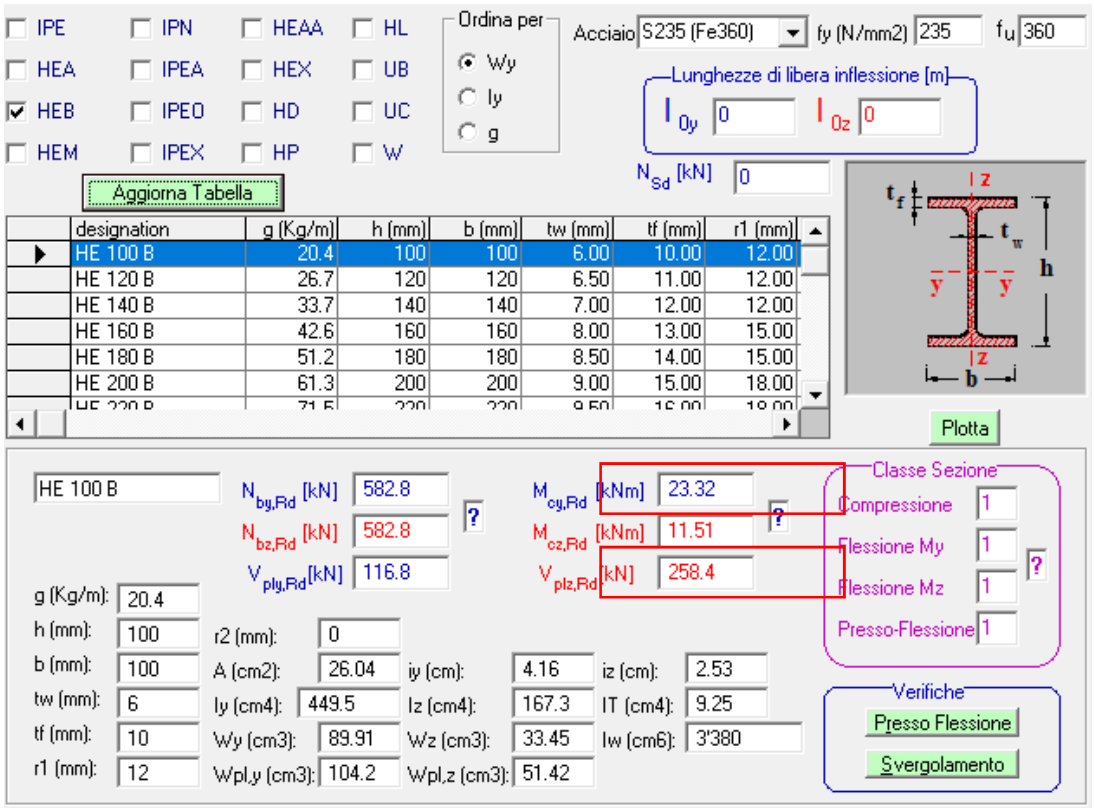
R_i = risultante spinta su mensola i-esima = 11.25 x 0.50 = 5.62 kN/m

$R_{i,Ed}$ = risultante spinta di progetto su mensola i-esima = 5.62 x 1.5 = 8.44 kN/m

$M_{i,Ed}$ = momento sollecitante di progetto = 8.44 x 1.5 / 3 = 4.22 kNm

$V_{i,Ed}$ = taglio sollecitante di progetto = 8.44 kN/m

Le sollecitazioni resistenti fornite da una HEB 100 risultano essere:



M_{Rd} = 23.32 kNm > $M_{i,Ed}$ = 4.22 kNm

V_{Rd} = 258.4 kN > $M_{i,Ed}$ = 8.44 kN