

AUTOSTRADA A10 GENOVA – VENTIMIGLIA
DA PROGR. 10+025.50 A PROGR. 10+605.800

PIANO DI RISANAMENTO ACUSTICO AI SENSI DELLA LEGGE QUADRO N° 447/95

PROGETTO ESECUTIVO

IDROLOGIA E IDRAULICA



SISTEMA DI DRENAGGIO DEL CORPO STRADALE

RELAZIONE STRUTTURALE

VASCA DI DEMODULAZIONE E CARPENTERIE METALLICHE

<p>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</p> <p>Ing. Lucio Ferretti Torricelli Ord. Ingg. Brescia N.2188</p> <p>RESPONSABILE UFFICIO STR</p>	<p>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>Ing. Danilo D'Alessandro Ord. Ingg. L'Aquila N. 1503</p> <p>CAPO PROGETTO</p>	<p>IL DIRETTORE TECNICO</p> <p>Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746</p> <p>RESPONSABILE DMSIONE ESERCIZIO E NUOVE ATTIVITA'</p>
--	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO											DATA:		REVISIONE	
—	DIRETTORIO							FILE				SETTEMBRE 2016	n.	data	
	codice commessa			N.Prog.	unita'	ufficio	n. progressivo		Rev.						
—	1	1	1	0	0	2	0	2	—	—	STR0040	—	—		

 spea ENGINEERING			ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
			ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
gruppo Atlantia 	CONSULENZA A CURA DI :		IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Lucio Ferretti Torricelli – O.I. Brescia N. 2188

	<p>VISTO DEL COMMITTENTE</p> <p>autostrade // per l'italia</p> <p>RUP: Ing. Piero Indelli</p>	<p>VISTO DEL CONCEDENTE</p> <p></p> <p>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE</p>
--	--	--

INDICE

1. GENERALITÀ	1
2. NORMATIVA VIGENTE	1
3. MATERIALI PREVISTI.	2
3.1 Calcestruzzo per canale e vasca di demodulazione	2
3.1.1 Dosatura dei materiali	2
3.1.2 Qualità dei componenti	2
3.1.3 Prescrizione per inerti	3
3.1.4 Prescrizione per il disarmo	3
3.1.5 Controlli di accettazione - Provini da prelevarsi in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/08)	3
3.2 Acciaio per c.a.	4
3.3 Acciaio per carpenteria metallica - appoggi	4
3.4 Acciaio inox per tubazioni DN 250 e DN 300	4
4. PRESTAZIONI DI PROGETTO – CLASSE DELLE STRUTTURE – VITA UTILE	5
5. STATI LIMITE	6
6. PARAMETRI GEOTECNICI	6
7. PARAMETRI SISMICI	6
8. METODO DI CALCOLO PER CANALE E VASCA DI DEMODULAZIONE	7
9. METODO DI CALCOLO TUBAZIONI IN ACCIAIO INOX E STAFFAGGI	9

ALLEGATO 1 - Analisi e verifiche canale in c.a. 70x230 cm

ALLEGATO 2 - Analisi e verifiche vasca di demodulazione in c.a.

ALLEGATO 4 - Analisi e verifiche tubazione DN 250 e mensole staffaggi

ALLEGATO 4 - Analisi e verifiche tubazione DN 250 e mensole staffaggi

ALLEGATO 5 - Analisi e verifiche tubazione DN 300 e mensole staffaggi

1. GENERALITÀ

La presente relazione di calcolo è relativa agli interventi strutturali relativi allo smaltimento delle acque di piattaforma realizzati nell'ambito del progetto "OPERE COMPLEMENTARI MITIGAZIONI ACUSTICHE – PROGETTO COPERTURE ANTIFONICHE TOTALI", nel Comune di Genova.

Nello specifico gli interventi strutturali relativi alle opere di smaltimento acque provenienti dalla copertura, oggetto di verifica sono:

- **Canale di raccolta** in cemento armato ordinario, gettato in opera, di lunghezza complessiva 84.60m, avente larghezza interna netta di 0.70 m ed altezza massima di 2.30 m, con pareti laterali e soletta di fondo di spessore 20 cm;
(Allegato 1)
- **Vasca di demodulazione** in cemento armato ordinario, gettata in opera, di dimensioni in pianta interne nette 5.0 x 4.0 m, con pareti laterali di altezza media 2.0 m e spessore 30 cm, incastrate in una platea di fondazione di spessore 30 cm;
(Allegato 2)
- **Canaletta in acciaio inox AISI 316 sp. 15/10** appoggiata su mensole di appoggio aventi interasse massimo di 2.0 m, costituite da una lamiera in acciaio 600x100x10 mm ancorate ad una parete in c.a. mediante n°4 tasselli M12 L = 100 mm;
(Allegato 3)
- **Tubazione DN 250 sp. 3 mm** appoggiata su mensole di appoggio aventi interasse massimo di 6.0 m, costituite da un profilo UPN 300 di lunghezza 50 cm e n°2 piatti/flange 150x400x10 mm saldati ad una piastra di fissaggio di dimensioni 300x280x15 mm ancorate con n°4 bulloni M14 di classe 8.8 a ritti in acciaio tipo HEA 300 ed a parete in c.a. con n°4 tasselli M14 L = 150 mm. La tubazione è appoggiata a selle costituite da n°2 piatti in acciaio sp. 10 mm affiancati con un lamiera curva di spessore 4 mm in testa;
(Allegato 4)
- **Tubazione DN 300 sp. 3 mm** appoggiata su mensole di appoggio aventi interasse massimo di 6.0 m, costituite da un piatto 350x500x10 mm e n°2 piatti/flange 150x400x10 mm saldati ad una piastra di fissaggio di dimensioni 300x280x15 mm ancorate con n°4 bulloni M14 di classe 8.8 a ritti in acciaio tipo HEA 300, La tubazione è appoggiata a selle costituite da n°2 piatti in acciaio sp. 10 mm affiancati con un lamiera curva di spessore 4 mm in testa;
(Allegato 5)

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 2008), i manufatti non riportati in relazione si ritengono calcolati in maniera analoga.

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

2. NORMATIVA VIGENTE

- D.M. 14 gennaio 2008 – “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

3. MATERIALI PREVISTI.

3.1 Calcestruzzo per canale e vasca di demodulazione

- Calcestruzzo con Classe di resistenza C 28/35
- R_{ck} = resistenza cubica del calcestruzzo = 35 N/mm²
- f_{ck} = resistenza cilindrica a compressione = 0.83 R_{ck} = 29.05 N/mm²
- f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = $f_{ck} + 8$ = 37.05 N/mm²
- f_{ctm} = resistenza media a trazione semplice assiale = 0.30 $f_{ck}^{2/3}$ = 2.83 N/mm²
- f_{ctm} = resistenza a trazione per flessione = 1.2 f_{ctm} = 3.40 N/mm²
- E_{cm} = modulo elastico = 22000 ($f_{cm}/10$)^{0.3} = 32588.11 N/mm²
- ν = coefficiente di Poisson = 0.20
- Classe di consistenza : S4
- Classe d'esposizione ambientale : XC2, XD1

3.1.1 Dosatura dei materiali

La dosatura dei materiali per ottenere un calcestruzzo di classe C28/35 è orientativamente la seguente (per m³ d'impasto).

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

3.1.2 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.

3.1.3 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%

3.1.4 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.

3.1.5 Controlli di accettazione - Provini da prelevare in cantiere (Punto 11.2.5 del D.M. 14/01/08)

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 m³.

Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Nelle costruzioni con meno di 100 m³ 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 m³), 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 m³ 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 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato un prelievo e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

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/mm²
- f_{yt} = tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm²
- $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$ 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/mm²
- f_{bd} = resistenza tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo = $f_{bk} : \gamma_c = 5.755 : 1.5 = 3.837$ N/mm²
- f_{bk} = resistenza tangenziale caratteristica = $2.25 \times \eta \times f_{ctk} = 2.25 \times 1.0 \times 2.558 = 5.755$ N/mm²

3.3 Acciaio per carpenteria metallica - appoggi

- Tipo S235
- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento ≥ 235 N/mm²
- f_{tk} = tensione caratteristica di rottura ≥ 360 N/mm²
- E = modulo elastico = 210000 N/mm²
- ν = coefficiente di Poisson = 0.30
- G = modulo di elasticità trasversale = $E/[2(1+\nu)] = 80670$ N/mm²
- α = coefficiente di espansione termica lineare = 12×10^{-6} °C⁻¹
- γ_s = peso specifico = 78.50 kN/m³
- Bulloni ad alta resistenza classe 8.8
- f_{yb} = 649 N/mm²
- f_{tb} = 800 N/mm²

3.4 Acciaio inox per tubazioni DN 250 e DN 300

- Tipo AISI 316
- f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento ≥ 275 N/mm²
- f_{tk} = tensione caratteristica di rottura ≥ 620 N/mm²
- E = modulo elastico = 210000 N/mm²
- ν = coefficiente di Poisson = 0.30
- G = modulo di elasticità trasversale = $E/[2(1+\nu)] = 80670$ N/mm²
- α = coefficiente di espansione termica lineare = 12×10^{-6} °C⁻¹
- γ_s = peso specifico = 78.50 kN/m³

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 = $C_U \times V_N = 50$ 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 $C_U = 1$

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

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Dal punto di vista geotecnico, i terreni superficiali che interessano i manufatti in progetto, sono i seguenti, dotati dei corrispondenti parametri geotecnici:

SABBIE LIMOSE CON GHIAIA

ϕ = angolo d'attrito del terreno = 35°

γ = peso specifico del terreno = 19.0 kN/m^3

c = coesione = 0 kN/m^2

δ = angolo d'attrito terra – calcestruzzo = 23.33°

7. PARAMETRI SISMICI

L'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°.407062

Longitudine: 8°.933988

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, i terreni interessati dall'intervento possono essere classificati come:

C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
----------	---

Superficie topografica di categoria T1 con un S_T = coefficiente di amplificazione topografica = 1.0.

Tali caratterizzazioni sismiche e geotecniche sono dedotte da relazione geotecnica 11100201 – STPAPE001 del Settembre 2015.

8. METODO DI CALCOLO PER CANALE E VASCA DI DEMODULAZIONE

Le analisi e le verifiche del canale e della vasca di demodulazione sono state eseguite con il programma agli elementi finiti della AZTEC SOFTWARE srl "SCAT 11.0.

I manufatti in oggetto sono modellati come un telaio di tipo aperto 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

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

dove Φ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ 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 $\beta > \Phi$. 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 TUBAZIONI IN ACCIAIO INOX E STAFFAGGI

Le analisi e le verifiche delle tubazioni in acciaio inox DN 250 e DN 300 e delle mensole di staffaggio sono state eseguite con i classici metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni, facendo riferimento a tabelle fornite da produttori dei tubi.

ALLEGATO 1 - Analisi e verifiche canale in c.a. 70x230 cm

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche di una sezione trasversale del canale in c.a. di dimensioni interne 70x230 cm, considerando, a favore di sicurezza, un battente d'acqua massimo di 2.30 m.

Geometria scatolare

Descrizione:

Scatolare tipo vasca

Altezza esterna	2,50	[m]
Larghezza esterna	1,10	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0,00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0,00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0,20	[m]
Spessore piedritto destro	0,20	[m]
Spessore fondazione	0,20	[m]

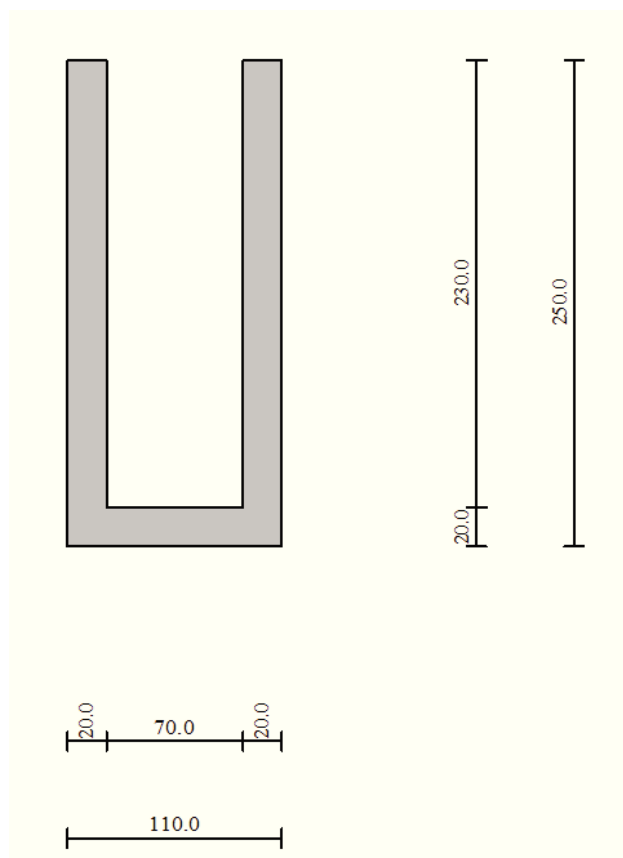


Fig. 1: Geometria sezione h. max canale

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 (Spinta idraulica vasca piena)

Distr	Pied_S	$Y_i = 0,20$	$Y_f = 2,50$	$V_{ni} = -23,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Pied_D	$Y_i = 0,20$	$Y_f = 2,50$	$V_{ni} = 23,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 0,20$	$X_f = 0,90$	$V_{ni} = 23,00$	$V_{nf} = 23,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$

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

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\text{ctg}(\theta) + \text{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \text{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b_w	larghezza minima sezione [mm]
σ_{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ_l	rapporto geometrico di armatura
A_{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α_c	coefficiente maggiorativo, funzione di f_{cd} e σ_{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

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 $w_1=0,20$ $w_2=0,30$ $w_3=0,40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - 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 2008

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:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
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	γ_{cfav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{csfav}	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
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:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
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_{Q1fav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Q1sfav}	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	$\gamma_{\epsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
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

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	<i>Effetto</i>	<i>γ</i>	<i>Ψ</i>	<i>C</i>
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)

	<i>Effetto</i>	<i>γ</i>	<i>Ψ</i>	<i>C</i>
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
Spinta idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	<i>Effetto</i>	<i>γ</i>	<i>Ψ</i>	<i>C</i>
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° 4 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° 5 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
Spinta idraulica vasca piena	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. 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
Spinta idraulica vasca piena	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. 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° 8 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° 9 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
Spinta idraulica vasca piena	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. 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
Spinta idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 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
Spinta idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 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
Spintas idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 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
Spintas idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

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**

Spinta sui piedritti

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]
Attiva	[combinazione 9]
Attiva	[combinazione 10]
Attiva	[combinazione 11]
Attiva	[combinazione 12]
Attiva	[combinazione 13]

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	II - Normali affollamenti e industrie non
pericolose	
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)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 1.84$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.92$
Combinazioni SLE	
Accelerazione al suolo a_g =	0.29 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 0.81$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * k_h = 0.40$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Mononobe-Okabe
Angolo diffusione sovraccarico	30,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,244	0,000
2	0,244	0,000
3	0,244	0,257
4	0,244	0,253
5	0,244	0,257
6	0,244	0,253
7	0,244	0,257
8	0,244	0,253
9	0,244	0,257
10	0,244	0,253
11	0,244	0,000
12	0,244	0,000
13	0,244	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	18
----------------------------	----

Numero elementi piedritto sinistro	45
Numero elementi piedritto destro	45
Numero molle piedritto sinistro	46
Numero molle piedritto destro	46

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 13,8583 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 13,8583 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 13,8583 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 13,8583 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,2744 [kPa]	Pressione inf. 0,2744 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,1764 [kPa]	Pressione inf. 0,1764 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,2744 [kPa]	Pressione inf. 0,2744 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,1764 [kPa] Pressione inf. 0,1764 [kPa]

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,2744 [kPa] Pressione inf. 0,2744 [kPa]

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro Pressione sup. 0,0000 [kPa] Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro Pressione sup. 0,1764 [kPa] Pressione inf. 0,1764 [kPa]

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,2744 [kPa]	Pressione inf. 0,2744 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,1764 [kPa]	Pressione inf. 0,1764 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,20	12,30	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 10,6603 [kPa]

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,10	-12,77	21,62	-14,33	-10,19	-23,70	15,96
0,30	-10,37	23,59	-7,63	-2,25	-23,70	15,96
0,55	-9,29	24,36	-1,37	3,37	-23,70	15,96
0,75	-9,98	23,87	3,65	7,94	-23,70	15,96
1,00	-12,77	21,62	10,19	14,33	-23,70	15,96

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,10	-12,77	21,62	-23,71	15,96	11,66	15,30
0,72	-5,18	8,84	-14,92	8,74	8,63	11,32
1,30	-1,60	2,73	-6,81	3,99	5,83	7,65
1,90	-0,22	0,34	-1,70	1,00	2,91	3,82
2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,10	-12,77	21,62	-15,96	23,71	11,66	15,30
0,72	-5,18	8,84	-8,74	14,92	8,63	11,32
1,30	-1,60	2,73	-3,99	6,81	5,83	7,65
1,90	-0,22	0,34	-1,00	1,70	2,91	3,82
2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

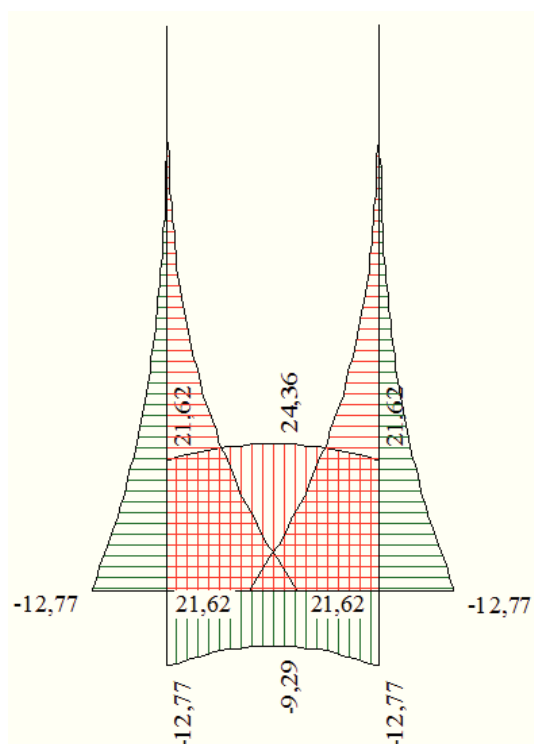


Fig. 2: Involuppo sollecitazioni di momento flettente [kNm/m]

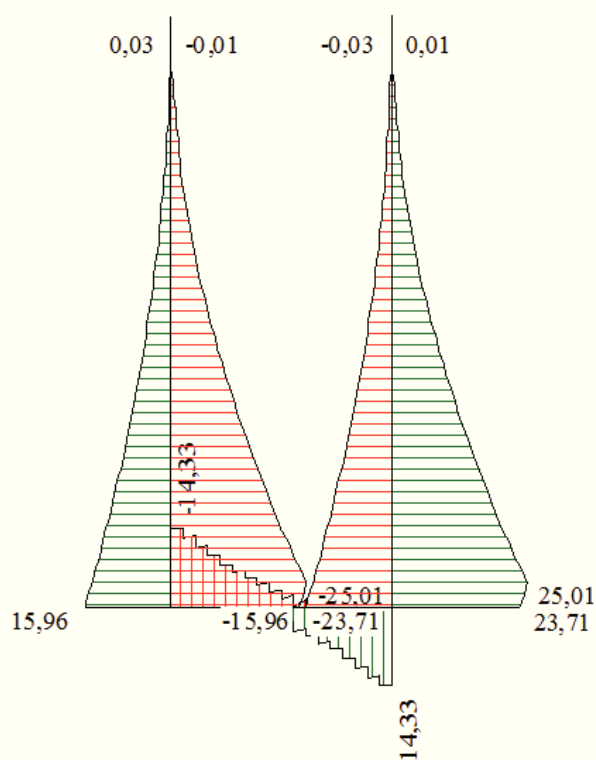


Fig. 3: Involuppo sollecitazioni di taglio [kN/m]

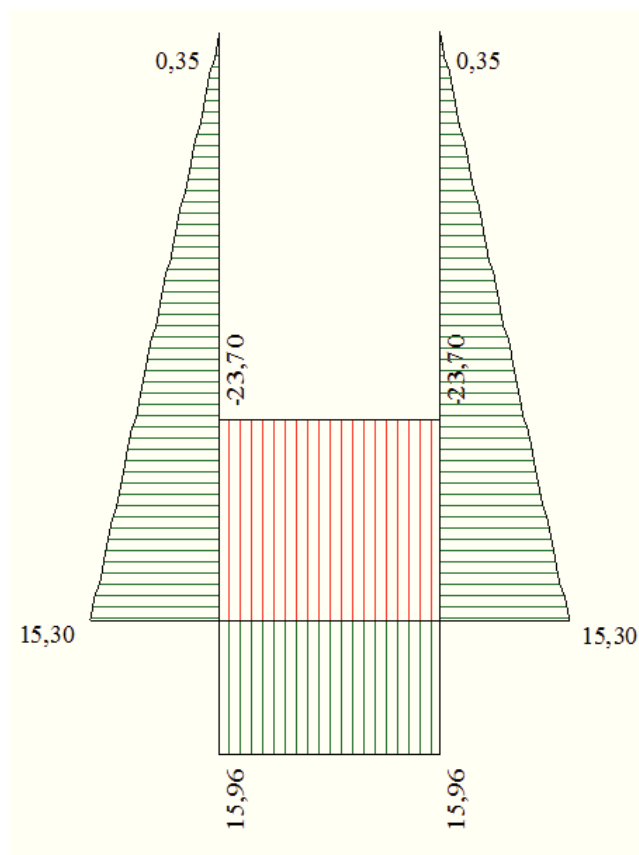


Fig. 4: Involuppo sollecitazioni di sforzo normale [kN/m]

Involuppo pressioni terreno

Involuppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0,10	20	71
0,30	26	67
0,55	31	65
0,75	27	66
1,00	20	71

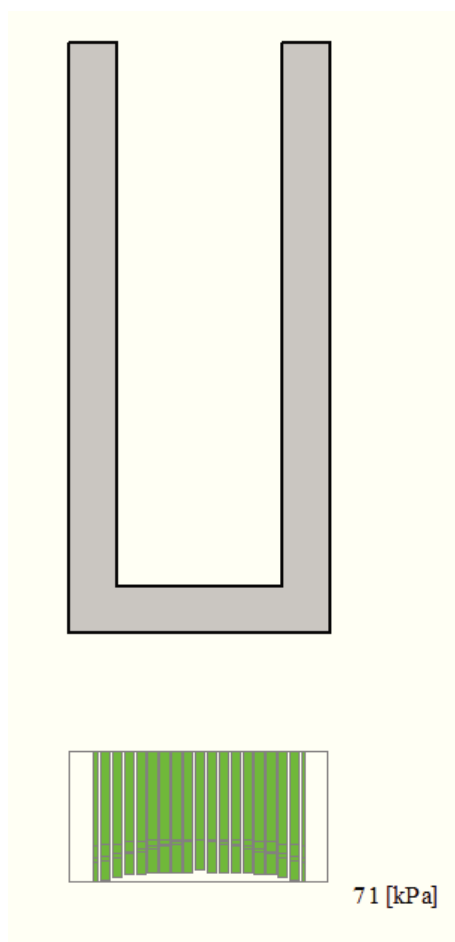


Fig. 4: Involuppo pressioni su terreno di fondazione [kPa]

Involuppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 20,00 \text{ cm}$

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,10	19,01	7,70	1,87
0,30	7,70	7,70	1,82
0,55	7,70	7,70	1,82
0,75	7,70	7,70	1,82
1,00	19,01	7,70	1,87

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,10	126,58	0,00	0,00	0,00
0,30	94,18	0,00	0,00	0,00

0,55	94,18	0,00	0,00	0,00
0,75	94,18	0,00	0,00	0,00
1,00	126,58	0,00	0,00	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,10	5,65	5,65	1,75
0,72	5,65	5,65	3,49
1,30	5,65	5,65	11,18
1,90	5,65	5,65	109,33
2,50	11,31	11,31	1000,00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,10	86,81	0,00	0,00	0,00
0,72	86,30	0,00	0,00	0,00
1,30	85,83	0,00	0,00	0,00
1,90	85,35	0,00	0,00	0,00
2,50	104,76	0,00	0,00	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 20,00 cm

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,10	5,65	5,65	1,75
0,72	5,65	5,65	3,49
1,30	5,65	5,65	11,18
1,90	5,65	5,65	109,33
2,50	11,31	11,31	1000,00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,10	86,81	0,00	0,00	0,00
0,72	86,30	0,00	0,00	0,00
1,30	85,83	0,00	0,00	0,00
1,90	85,35	0,00	0,00	0,00
2,50	104,76	0,00	0,00	0,00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$
Altezza sezione $H = 20,00 \text{ cm}$

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,10	19,01	7,70	2710	11880	122354
0,30	7,70	7,70	3326	17283	134852
0,55	7,70	7,70	3469	18109	140201
0,75	7,70	7,70	3377	17582	136789
1,00	19,01	7,70	2710	11880	122354

X	τ_c	A_{sw}
0,10	-73	0,00
0,30	-26	0,00
0,55	8	0,00
0,75	36	0,00
1,00	73	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$
Altezza sezione $H = 20,00 \text{ cm}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,10	5,65	5,65	3491	140250	18378
0,72	5,65	5,65	1431	53956	8153
1,30	5,65	5,65	441	13911	2988
1,90	5,65	5,65	49	338	541
2,50	11,31	11,31	0	0	0

Y	τ_c	A_{sw}
0,10	-98	0,00
0,72	-63	0,00
1,30	-29	0,00
1,90	-7	0,00
2,50	0	0,00

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$
Altezza sezione $H = 20,00 \text{ cm}$

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0,10	5,65	5,65	3491	140250	18378
0,72	5,65	5,65	1431	53956	8153
1,30	5,65	5,65	441	13911	2988
1,90	5,65	5,65	49	338	541
2,50	11,31	11,31	0	0	0

Y	τ_c	A_{sw}
0,10	98	0,00
0,72	63	0,00
1,30	29	0,00
1,90	7	0,00
2,50	0	0,00

ALLEGATO 2 - Analisi e verifiche vasca di demodulazione in c.a.

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche di una sezione trasversale della vasca di demodulazione, considerando, a favore di sicurezza, un battente d'acqua massimo di 2.00 m.

Geometria vasca

Descrizione:

Scatolare tipo vasca

Altezza esterna	2,30	[m]
Larghezza esterna	5,60	[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	0,30	[m]

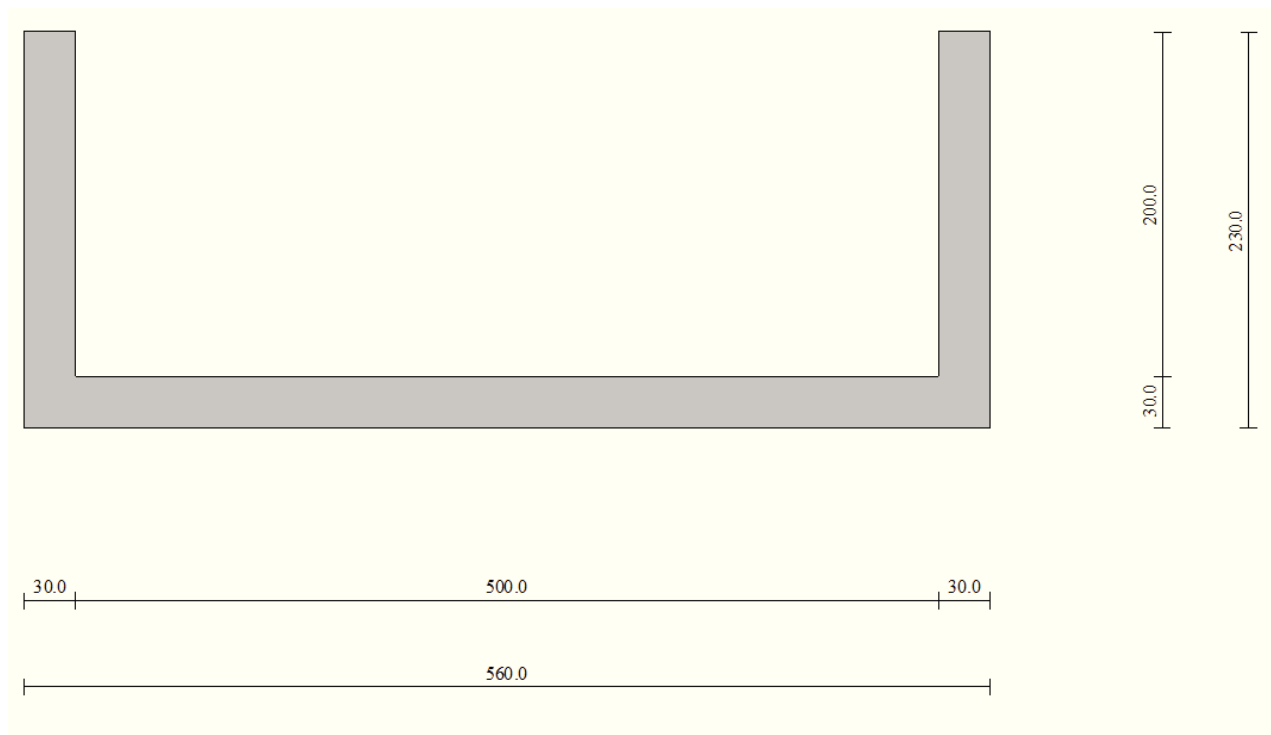


Fig. 1: Geometria sezione vasca di demodulazione

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 (esprese in m) positive verso destra

Ordinate Y (esprese 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 (Spintas idraulica vasca piena)

Distr	Pied_S	$Y_i = 0,30$	$Y_f = 2,30$	$V_{ni} = -20,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Pied_D	$Y_i = 0,30$	$Y_f = 2,30$	$V_{ni} = 20,00$	$V_{nf} = 0,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$
Distr	Fondaz.	$X_i = 0,30$	$X_f = 5,30$	$V_{ni} = 20,00$	$V_{nf} = 20,00$	$V_{ti} = 0,00$	$V_{tf} = 0,00$

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

$$V_{Rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100.0 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot (\operatorname{ctg}(\theta) + \operatorname{ctg}(\alpha)) / (1.0 + \operatorname{ctg} \theta^2)$$

con:

d	altezza utile sezione [mm]
b _w	larghezza minima sezione [mm]
σ _{cp}	tensione media di compressione [N/mm ²]
ρ _l	rapporto geometrico di armatura
A _{sw}	area armatura trasversale [mm ²]
s	interasse tra due armature trasversali consecutive [mm]
α _c	coefficiente maggiorativo, funzione di f _{cd} e σ _{cp}

$$f_{cd}' = 0.5 \cdot f_{cd}$$

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

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

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 2008 - 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 2008

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:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
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	γ_{cfav}	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	γ_{csfav}	1,20	1,20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
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:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
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	$\gamma_{\epsilon fav}$	0,00	0,00
Termici	Sfavorevole	$\gamma_{\epsilon sfav}$	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
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

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
Spintas idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 3 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° 4 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° 5 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
Spintas idraulica vasca piena	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. 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
Spintas idraulica vasca piena	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. 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° 8 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° 9 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
Spintas idraulica vasca piena	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. 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
Spintas idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 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
Spintas idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 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
Spintas idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 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
Spintas idraulica vasca piena	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

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**

Spinta sui piedritti

Attiva	[combinazione 1]
Attiva	[combinazione 2]
Attiva	[combinazione 3]
Attiva	[combinazione 4]
Attiva	[combinazione 5]
Attiva	[combinazione 6]
Attiva	[combinazione 7]
Attiva	[combinazione 8]
Attiva	[combinazione 9]
Attiva	[combinazione 10]
Attiva	[combinazione 11]
Attiva	[combinazione 12]
Attiva	[combinazione 13]

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

II - Normali affollamenti e industrie non

pericolose

Vita di riferimento

50 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$

0.67 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.50

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.00

Coefficiente riduzione (β_m)

0.18

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

 $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 1.84$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

 $k_v = 0.50 * k_h = 0.92$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$

0.29 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.50

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.00

Coefficiente riduzione (β_m)

0.18

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

 $k_h = (a_g/g * \beta_m * St * Ss) = 0.81$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

 $k_v = 0.50 * k_h = 0.40$

Forma diagramma incremento sismico

Rettangolare

Spinta sismica

Mononobe-Okabe

Angolo diffusione sovraccarico

30,00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0,245	0,000
2	0,245	0,000
3	0,245	0,257
4	0,245	0,253
5	0,245	0,257
6	0,245	0,253
7	0,245	0,257
8	0,245	0,253
9	0,245	0,257
10	0,245	0,253
11	0,245	0,000
12	0,245	0,000
13	0,245	0,000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	56
Numero elementi piedritto sinistro	23
Numero elementi piedritto destro	23
Numero molle piedritto sinistro	24
Numero molle piedritto destro	24

Analisi della combinazione n° 1

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 12,8513 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 12,8513 [kPa]

Analisi della combinazione n° 2

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 12,8513 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 12,8513 [kPa]

Analisi della combinazione n° 3

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,2531 [kPa]	Pressione inf. 0,2531 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 4

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,1622 [kPa]	Pressione inf. 0,1622 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 5

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,2531 [kPa]	Pressione inf. 0,2531 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 6

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,1622 [kPa]	Pressione inf. 0,1622 [kPa]
--------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 7

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,2531 [kPa]	Pressione inf. 0,2531 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 8

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,1622 [kPa]	Pressione inf. 0,1622 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 9

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,2531 [kPa]	Pressione inf. 0,2531 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 10

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

X_i	X_j	$Q[kPa]$
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Spinte sismiche sui piedritti

Piedritto destro	Pressione sup. 0,1622 [kPa]	Pressione inf. 0,1622 [kPa]
------------------	-----------------------------	-----------------------------

Analisi della combinazione n° 11

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Analisi della combinazione n° 12

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Analisi della combinazione n° 13

Pressione in calotta(solo peso terreno) 0,0000 [kPa]

Carichi verticali in calotta

Xi	Xj	Q[kPa]
-11,04	16,64	0,0000

Spinte sui piedritti

Piedritto sinistro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]
Piedritto destro	Pressione sup. 0,0000 [kPa]	Pressione inf. 9,8856 [kPa]

Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,15	-9,27	15,25	-19,54	-13,73	-17,04	12,88
1,45	3,85	18,32	-3,94	7,05	-17,04	12,88
2,80	6,06	13,53	0,16	1,58	-17,04	12,88
4,15	3,85	18,32	-3,00	5,52	-17,04	12,88
5,45	-9,27	15,25	13,73	19,54	-17,04	12,88

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,15	-9,27	15,25	-17,08	12,92	15,67	20,56
0,67	-4,05	6,80	-12,49	7,43	11,88	15,59
1,22	-1,16	1,95	-5,43	3,23	7,83	10,28
1,71	-0,21	0,32	-1,61	0,97	4,27	5,61
2,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0,15	-9,27	15,25	-12,92	17,08	15,67	20,56
0,67	-4,05	6,80	-7,43	12,49	11,88	15,59
1,22	-1,16	1,95	-3,23	5,43	7,83	10,28
1,71	-0,21	0,32	-0,97	1,61	4,27	5,61
2,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

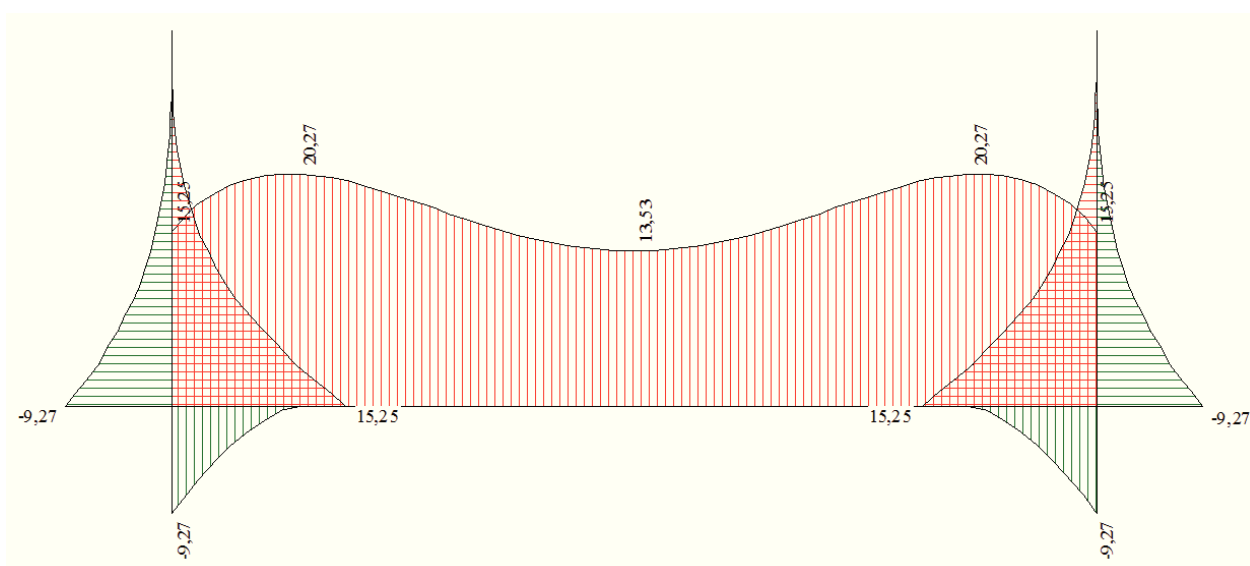


Fig. 2: Inviluppo sollecitazioni di momento flettente [kNm/m]

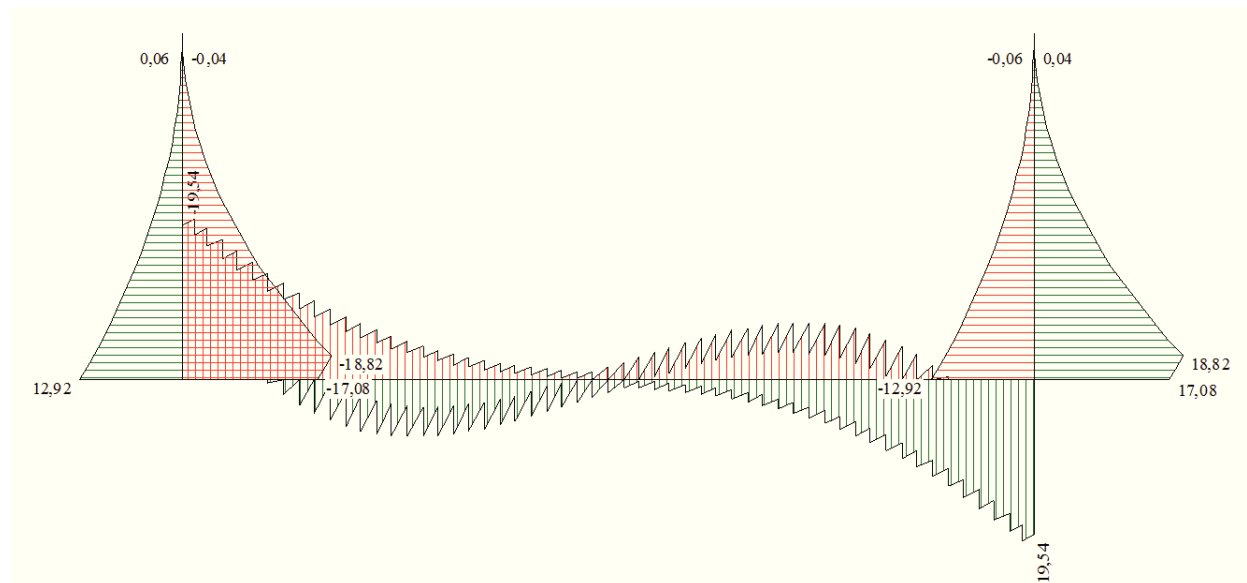
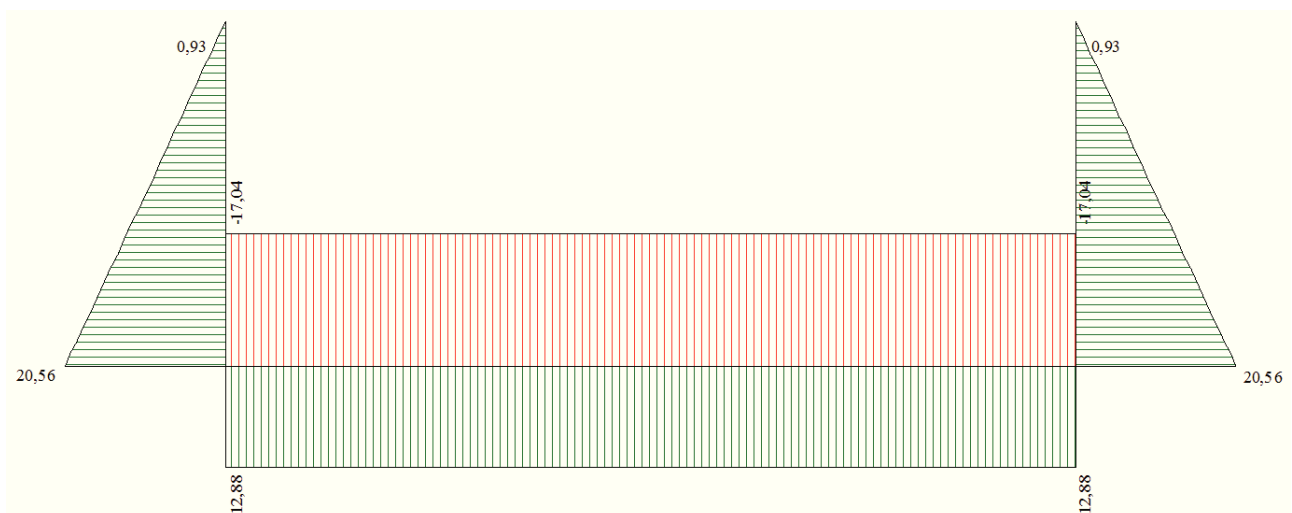


Fig. 3: Involuppo sollecitazioni di taglio [kN/m]



Involuppo pressioni terreno

Fig. 4: Involuppo sollecitazioni di sforzo normale [kN/m]

Involuppo pressioni sul terreno di fondazione

X [m]	σ_{tmin} [kPa]	σ_{tmax} [kPa]
0,15	20	73
1,45	12	42
2,80	9	33
4,15	12	42
5,45	20	73

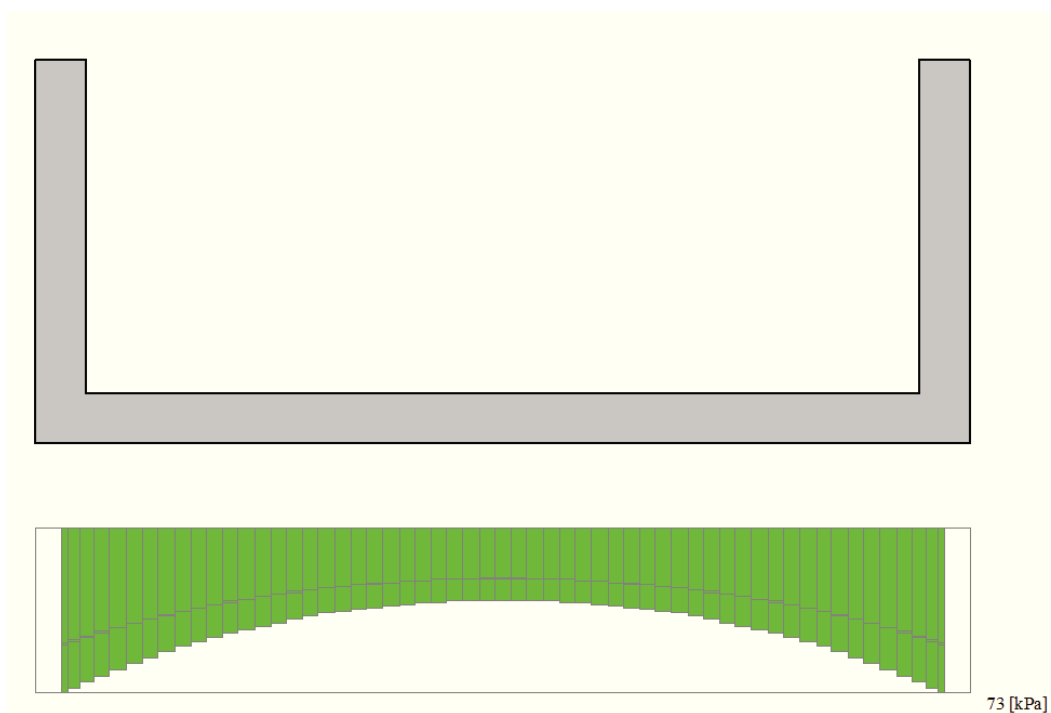


Fig. 5: Involuppo pressioni su terreno di fondazione [kN/m]

Involuppo verifiche stato limite ultimo (SLU)

Verifica sezioni fondazione (Involuppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 30,00 \text{ cm}$

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0,15	7,70	7,70	3,54
1,45	7,70	7,70	3,47
2,80	7,70	7,70	4,79
4,15	7,70	7,70	3,63
5,45	7,70	7,70	3,54

X	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	A_{sw}
0,15	122,68	0,00	0,00	0,00
1,45	122,68	0,00	0,00	0,00
2,80	122,68	0,00	0,00	0,00
4,15	122,68	0,00	0,00	0,00
5,45	122,68	0,00	0,00	0,00

Verifica sezioni piedritto sinistro (Involuppo)

Base sezione $B = 100 \text{ cm}$

Altezza sezione $H = 30,00 \text{ cm}$

Y	A _{fi}	A _{fs}	CS
0,15	5,65	5,65	4,49
0,67	5,65	5,65	7,20
1,22	5,65	5,65	28,18
1,71	5,65	5,65	278,50
2,30	5,65	5,65	1000,00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,15	123,72	0,00	0,00	0,00
0,67	123,04	0,00	0,00	0,00
1,22	122,33	0,00	0,00	0,00
1,71	121,70	0,00	0,00	0,00
2,30	120,94	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
0,15	5,65	5,65	4,49
0,67	5,65	5,65	7,20
1,22	5,65	5,65	28,18
1,71	5,65	5,65	278,50
2,30	5,65	5,65	1000,00

Y	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	A _{sw}
0,15	123,72	0,00	0,00	0,00
0,67	123,04	0,00	0,00	0,00
1,22	122,33	0,00	0,00	0,00
1,71	121,70	0,00	0,00	0,00
2,30	120,94	0,00	0,00	0,00

Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 30,00 cm

X	A _{fi}	A _{fs}	σ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
0,15	7,70	7,70	959	6707	54760
1,45	7,70	7,70	1344	9754	73537
2,80	7,70	7,70	1027	7244	58064
4,15	7,70	7,70	1344	9754	73537

5,45 7,70 7,70 959 6707 54760

X	τ_c	A_{sw}
0,15	-60	0,00
1,45	19	0,00
2,80	5	0,00
4,15	-6	0,00
5,45	60	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}
0,15	5,65	5,65	1163	51783	9756
0,67	5,65	5,65	517	19142	4765
1,22	5,65	5,65	136	2422	1545
1,71	5,65	5,65	25	65	344
2,30	5,65	5,65	0	0	0

Y	τ_c	A_{sw}
0,15	-44	0,00
0,67	-33	0,00
1,22	-14	0,00
1,71	-4	0,00
2,30	0	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}
0,15	5,65	5,65	1163	51783	9756
0,67	5,65	5,65	517	19142	4765
1,22	5,65	5,65	136	2422	1545
1,71	5,65	5,65	25	65	344
2,30	5,65	5,65	0	0	0

Y	τ_c	A_{sw}
0,15	44	0,00
0,67	33	0,00
1,22	14	0,00
1,71	4	0,00
2,30	0	0,00

ALLEGATO 3 - Analisi e verifiche e mensole staffaggi
canaletta in acciaio inox

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche delle mensole di appoggio, poste in opera con interasse di 2.0 m e costituite da una lamiera in acciaio 600x100x10 mm ancorate ad una parete in c.a. mediante n°4 tasselli M12 L = 100 mm

Analisi dei carichi:

- Permanenti

$$\circ \text{ Peso proprio canaletta} = (0.30 + 0.25 + 0.31) \times 0.0015 \times 78.5 = 0.10 \text{ kN/m}$$

- Variabili

$$\circ \text{ Peso proprio acqua interno canaletta} = [(0.30 + 0.35) \times 0.20 / 2] \times 10.0 = 0.65 \text{ kN/m}$$

Il carico di progetto agente sugli staffaggi, vale:

$$i = \text{interasse staffaggi} = 2.0 \text{ m}$$

$$Q_{Ed} = (1.3 \times 0.10 + 1.5 \times 0.65) \times 2.0 = 2.20 \text{ kN}$$

Considerando il baricentro del carico distante 0.15 m dal muro, le sollecitazioni di momento agente sulla lamiera degli staffaggi, valgono

$$M_{Ed} = 2.2 \times 0.15 = 0.33 \text{ kNm}$$

Avendo la lamiera le seguenti caratteristiche meccaniche:


$$W = \text{modulo resistente} = 10.0 \times 1.0^2 / 6 = 1.67 \text{ cm}^3$$

Risulta:

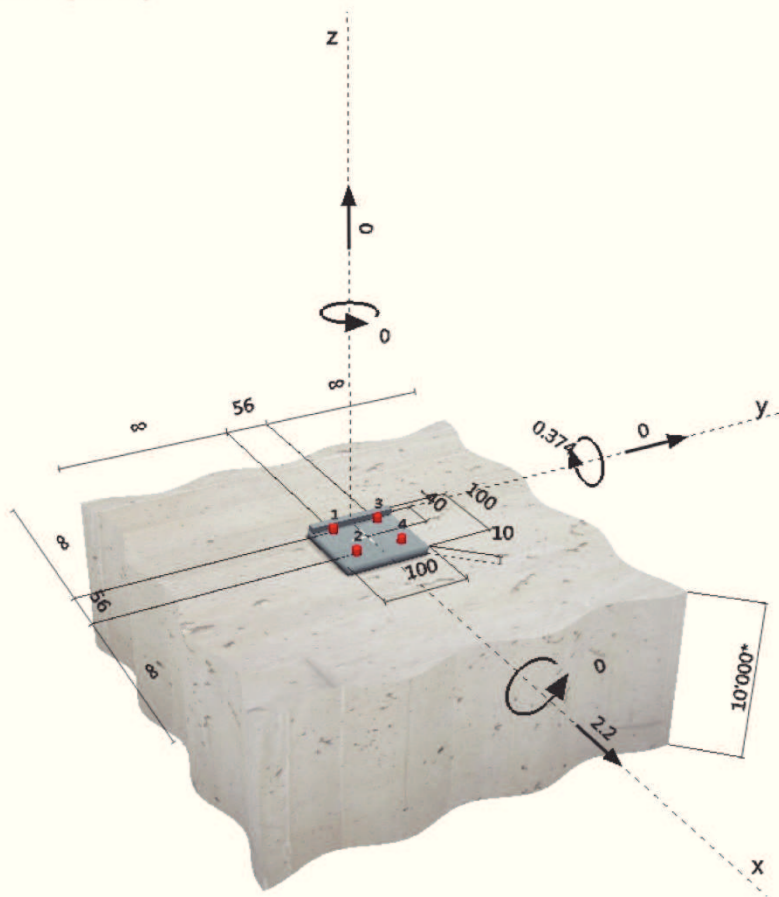
$$\sigma_s = 0.33 \times 10^3 / 1.67 = 197.60 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 235 / 1.05 = 223.8 \text{ N/mm}^2$$

Si verifica ora l'ancoraggio al c.a. degli staffaggi, mediante un software fornito da un produttore di tasselli di ancoraggio. Tale software fornisce l'ancorante minimo da utilizzarsi.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HST M10	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 60 \text{ mm}$, $h_{nom} = 69 \text{ mm}$	
Materiale:		
Certificazione No.:	ETA 98/0001	
Emesso l'Valido:	08/05/2013 20/02/2018	
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	Barra liscia; $(L \times W \times T) = 100 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 0 \text{ mm}$	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_{cc} = 25.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10000 \text{ mm}$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

		Valori di calcolo [kN]		Utilizzo		
Carico	Prova	Carico	Resistenza	β_N / β_V [%]	Stato	
Trazione	Rottura per sfilamento	2.670	6.000	45 / -	OK	
Taglio	Rottura per pryout	2.200	38.348	- / 6	OK	
Carico		β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio		0.445	0.057	1.5	32	OK

3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

L'ancoraggio risulta verificato!

4 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

A favore di sicurezza si sono adottati tasselli M12 con L = 100 mm.

ALLEGATO 4 - Analisi e verifiche tubazione DN 250 e
mensole staffaggi

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche della tubazione sospesa in acciaio inox DN 250 e sp. 3 mm, appoggiata su mensole di appoggio, poste in opera con interasse di 6.0 m e costituite da un profilo UPN 300 di lunghezza 50 cm e n°2 piatti 150x400x10 mm saldati ad una piastra di fissaggio di dimensioni 300x280x15 mm ancorate con n°4 bulloni M14 di classe 8.8 a ritti in acciaio tipo HEA 300.

Caratteristiche tubazione DN 250:

D_e = diametro esterno = 273 mm
 D_i = diametro interno = 267 mm
 s = spessore = 3 mm

Analisi dei carichi:

- Permanenti

○ Peso proprio tubo DN 250 = 0.193 kN/m

- Variabili

○ Peso proprio acqua interno tubazione = $10.0 \times \pi \times D_i^2 / 4 = 10.0 \times \pi \times 0.267^2 / 4 = 0.56 \text{ kN/m}$

○ Peso proprio accumulo neve su tubazione =

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	<u>Zona I - Alpina</u> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<u>Zona I - Mediterranea</u> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
⊙	<u>Zona II</u> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<u>Zona III</u> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

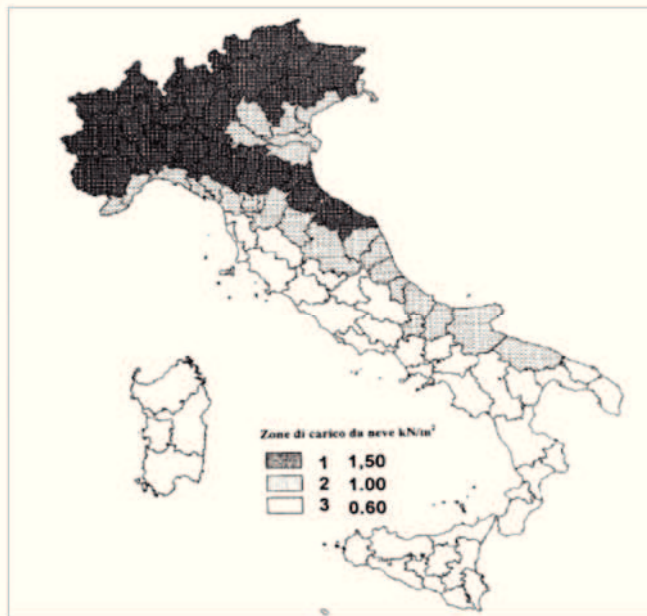
μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	30
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,00

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

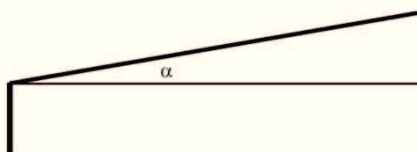
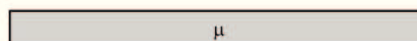
q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,00
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----

0,80 kN/mq



Considerando una larghezza di accumulo di circa 30 cm, si ha:

- Peso proprio accumulo neve su tubazione = $0.3 \times 0.8 = 0.24$ kN/m

Il carico di progetto agente sulla tubazione, vale:

$$Q_{Ed} = 1.3 \times 0.193 + 1.5 \times (0.56 + 0.24) = 1.45 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni di progetto, considerando appoggi ogni 6.0 m, sono:

$$M_{Ed} = 1 / 12 \times 1.45 \times 6.0^2 = 4.35 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1 / 2 \times 1.45 \times 6.0 = 4.35 \text{ kN}$$

Avendo il tubo le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$W = \text{modulo resistente} = \pi \times (0.273^4 - 0.267^4) / (32 \times 0.273) = 169.81 \text{ cm}^3$$

$$I = \text{momento di inerzia} = \pi \times (0.273^4 - 0.267^4) / (64) = 2.32 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Risulta:

$$\sigma_s = 4.35 \times 10^3 / 169.81 = 25.61 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 275 / 1.05 = 261.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f = \text{freccia massima} = 1 / 384 \times 1.45 \times 6.0^4 / 2.32 \times 10^{-5} / 210000000 = 1.0 \text{ mm}$$

Le reazioni massime che agiscono sulle mensole di appoggio valgono:

$$R = 2 \times 4.35 = 8.7 \text{ kN}$$

Ogni bullone assorbe una quota parte di taglio pari a:

$$R/4 = 2.17 \text{ kN}$$

Essendo il tubo posto ad una distanza di 30 cm dal vincolo di incastro, risulta:

$$M = 0.3 \times 8.7 = 2.61 \text{ kNm}$$

Essendo le file dei bulloni M14 distanti tra loro 22 cm, le azioni di trazione massime su ognuno di essi vale:

$$N = (2.61 / 0.22) / 2 = 5.93 \text{ kN}$$

Un bullone M14 di classe 8.8 ha una resistenza a taglio ed a trazione pari a:

$$V_{Rdi} = 0.6 \times 800 \times 115 / 1.25 = 44.16 \text{ kN} > R/4 = 2.17 \text{ kN} \quad (\text{Verificato})$$

$$T_{Rdi} = 649 \times 115 / 1.25 = 60.19 \text{ kN} > N = 5.93 \text{ kN} \quad (\text{Verificato})$$

Le flange 150x400x10 mm sono sollecitate da un momento flettente pari a:

$$M_{fi} = 2.61 / 2 = 1.305 \text{ kNm}$$

Le flange hanno un modulo resistente W pari a:

$$W_{flange} = 1 \times 15^2 / 6 = 37.5 \text{ cm}^3$$

Le tensioni agenti sulle flange valgono quindi :

$$\sigma = 1.305 \times 1000 / 37.5 = 34.80 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Verificato})$$

Si verificano ora le saldature dei piatti/flange 150x400x10 mm saldati ad una piastra di fissaggio di dimensioni 300x280x15 mm, con altezza di gola $a_{min} = 4$ mm.

T_i = sollecitazioni di taglio agenti su ogni cordone = $4.35 / 2 = 2.17$ kNm

I cordoni di saldatura hanno dimensioni 150x4 mm e le tensioni agenti su di esse valgono:


$$\sigma_1 = 3 \times 2170 \times 300 / (4 \times 150^2) = 21.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 2170 / (2 \times 4 \times 150) = 1.80 \text{ N/mm}^2$$

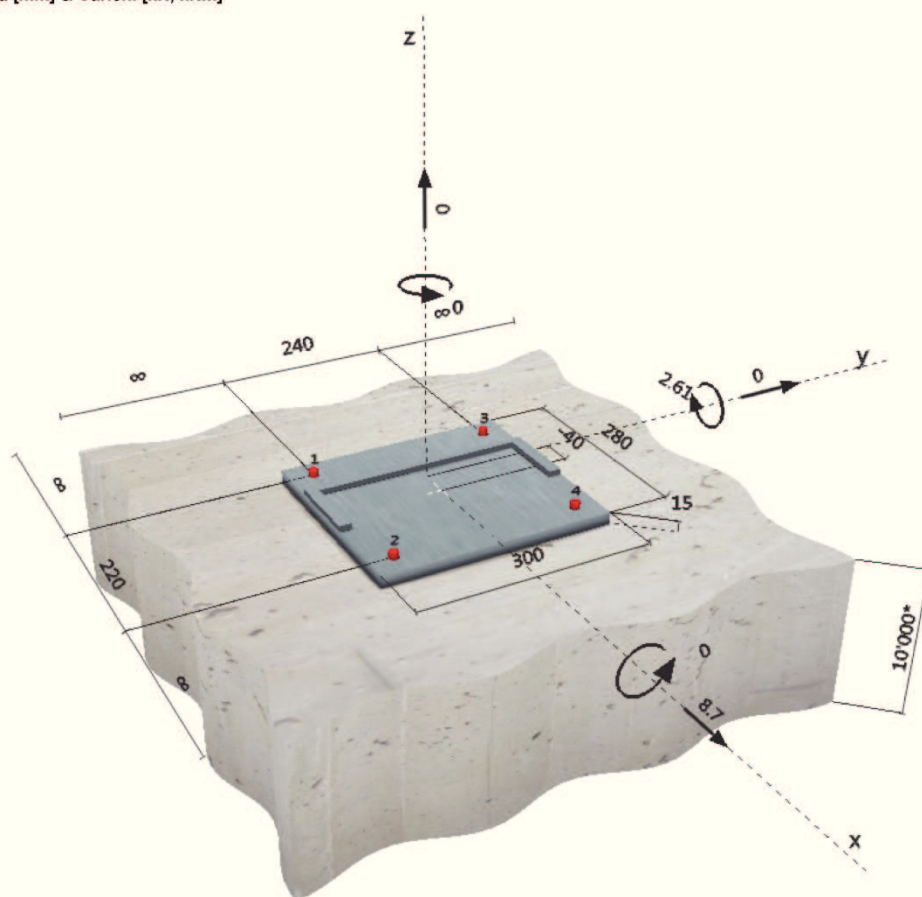
$$\sigma_R = \sqrt{21.7^2 + 1.80^2} = 21.77 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Verificato})$$

Si verifica ora l'ancoraggio al c.a. degli staffaggi, mediante un software fornito da un produttore di tasselli di ancoraggio. Tale software fornisce l'ancorante minimo da utilizzarsi.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HST M12	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef} = 70 \text{ mm}$, $h_{nom} = 80 \text{ mm}$	
Materiale:		
Certificazione No.:	ETA 98/0001	
Emesso l Valid:	08/05/2013 20/02/2018	
Prova:	metodo di calcolo ETAG (Nr. 001 Allegato C/2010)	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 280 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	Profilo a U; $(L \times W \times T \times FT) = 300 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}$	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C20/25, $f_{cc} = 25.00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10000 \text{ mm}$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Prova I Utilizzo (Configurazioni maggiormente caricate)

		Valori di calcolo [kN]		Utilizzo		
Carico	Prova	Carico	Resistenza	β_N / β_V [%]	Stato	
Trazione	Rottura per sfilamento	5.458	8.000	69 / -	OK	
Taglio	Rottura per pryout	8.700	123.692	- / 8	OK	
Carico		β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
Carichi combinati a trazione e taglio		0.682	0.078	1.5	59	OK

3 Attenzione

- Si prega di considerare tutti i dettagli e le avvertenze contenute nel report di calcolo!

L'ancoraggio risulta verificato!

4 Osservazioni; doveri del cliente

- Tutte le informazioni e i dati contenuti nel Software riguardano solamente l'uso di prodotti Hilti e si basano su principi, formule e norme di sicurezza in conformità con le indicazioni tecniche, di funzionamento, montaggio e assemblaggio, ecc. della Hilti che devono essere rigorosamente rispettate da parte dell'utente. Tutti i valori in esso contenuti sono valori medi, quindi vanno effettuati test specifici prima di utilizzare il prodotto Hilti in questione. I risultati dei calcoli effettuati mediante il software si basano essenzialmente sui dati che l'utente ha inserito. Di conseguenza l'utente è l'unico responsabile per l'assenza di errori, la completezza e la pertinenza dei dati che vanno immessi. Inoltre, l'utente ha la responsabilità di far controllare e correggere i risultati dei calcoli da parte di un esperto, con particolare riguardo al rispetto di norme e autorizzazioni, prima di utilizzarli per uno scopo specifico. Il software serve solo come un compendio per interpretare le norme e i permessi, senza alcuna garanzia circa l'assenza di errori, la correttezza e la pertinenza dei risultati o di idoneità per una specifica applicazione.
- L'utente deve applicare tutti gli accorgimenti necessari e ragionevoli per prevenire o limitare i danni causati dal software. In particolare, l'utente deve organizzare un backup periodico dei programmi e dei dati e, se necessario, effettuare gli aggiornamenti del software offerti da Hilti in maniera regolare. Se non si utilizza la funzione di aggiornamento automatico del software, l'utente deve assicurarsi di utilizzare l'ultima versione e quindi di mantenere aggiornato il Software effettuando aggiornamenti manuali dal sito web Hilti. Hilti non è responsabile per le conseguenze derivanti da una violazione colposa di responsabilità da parte dell'utente, come il recupero di dati o programmi persi o danneggiati.

A favore di sicurezza si sono adottati tasselli M14 con L = 150 mm.

Le selle di appoggio sono sollecitate da un carico di

$$Q_{\text{selle}} = 8.7 / 2 = 4.35 \text{ kN}$$

Considerando una larghezza di appoggio della tubazione di 100 mm, la tensione di compressione sui piatti di spessore 10 mm vale:

$$\sigma_s = 4.35 \times 10^3 / (100 \times 10) = 4.35 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Verificato})$$

ALLEGATO 5 - Analisi e verifiche tubazione DN 300 e
mensole staffaggi

Si riportano di seguito le analisi e le verifiche della tubazione sospesa in acciaio inox DN 300 e sp. 3 mm, appoggiata su mensole di appoggio, poste in opera con interasse di 6.0 m e costituite da un piatto 350x500x10 e n°2 piatti 150x400x10 mm saldati ad una piastra di fissaggio di dimensioni 300x280x15 mm ancorate con n°4 bulloni M14 di classe 8.8 a ritti in acciaio tipo HEA 300.

Caratteristiche tubazione DN 300:

D_e = diametro esterno = 323.9 mm
 D_i = diametro interno = 317.9 mm
 s = spessore = 3 mm

Analisi dei carichi:

- Permanenti

○ Peso proprio tubo DN 300 = 0.23 kN/m

- Variabili

○ Peso proprio acqua interno tubazione = $10.0 \times \pi \times D_i^2 / 4 = 10.0 \times \pi \times 0.267^2 / 4 = 0.56 \text{ kN/m}$

○ Peso proprio accumulo neve su tubazione =

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	<u>Zona I - Alpina</u> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<u>Zona I - Mediterranea</u> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
⊙	<u>Zona II</u> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<u>Zona III</u> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

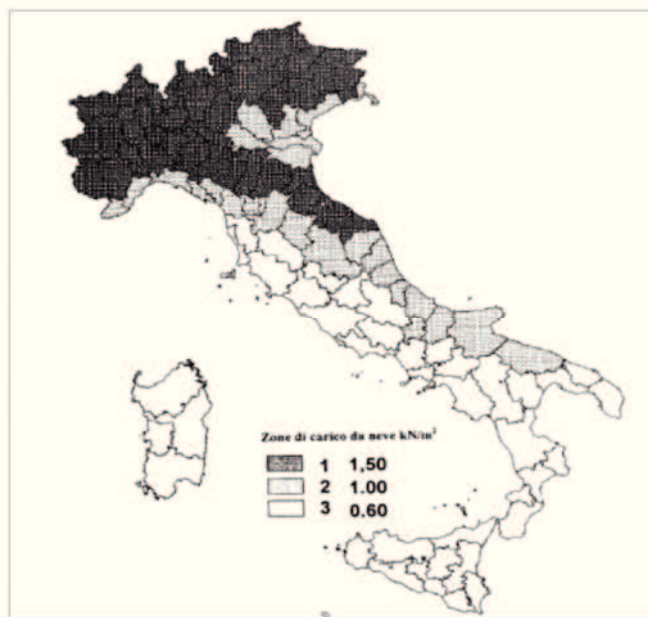
μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	30
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,00

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

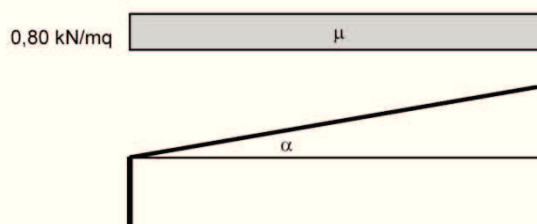
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,00
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0,8
-------	-----



Considerando una larghezza di accumulo di circa 30 cm, si ha:

- Peso proprio accumulo neve su tubazione = $0.3 \times 0.8 = 0.24 \text{ kN/m}$

Il carico di progetto agente sulla tubazione, vale:

$$Q_{Ed} = 1.3 \times 0.23 + 1.5 \times (0.56 + 0.24) = 1.50 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni di progetto, considerando appoggi ogni 6.0 m, sono:

$$M_{Ed} = 1 / 12 \times 1.50 \times 6.0^2 = 4.50 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1 / 2 \times 1.50 \times 6.0 = 4.50 \text{ kN}$$

Avendo il tubo le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$W = \text{modulo resistente} = \pi \times (0.323^4 - 0.317^4) / (32 \times 0.323) = 238.93 \text{ cm}^3$$

$$I = \text{momento di inerzia} = \pi \times (0.323^4 - 0.317^4) / (64) = 3.85 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

Risulta:

$$\sigma_s = 4.50 \times 10^3 / 238.93 = 18.83 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 275 / 1.05 = 261.9 \text{ N/mm}^2$$

$$f = \text{freccia massima} = 1 / 384 \times 1.50 \times 6.0^4 / 3.85 \times 10^{-5} / 210000000 = 0.6 \text{ mm}$$

Le reazioni massime che agiscono sulle mensole di appoggio valgono:

$$R = 2 \times 4.50 = 9.0 \text{ kN}$$

Ogni bullone assorbe una quota parte di taglio pari a:

$$R/4 = 2.25 \text{ kN}$$

Essendo il tubo posto ad una distanza di 30 cm dal vincolo di incastro, risulta:

$$M = 0.3 \times 9.0 = 2.70 \text{ kNm}$$

Essendo le file dei bulloni M14 distanti tra loro 22 cm, le azioni di trazione massime su ognuno di essi vale:

$$N = (2.70 / 0.22) / 2 = 6.13 \text{ kN}$$

Un bullone M14 di classe 8.8 ha una resistenza a taglio ed a trazione pari a:

$$V_{Rdi} = 0.6 \times 800 \times 115 / 1.25 = 44.16 \text{ kN} > R/4 = 2.25 \text{ kN} \quad (\text{Verificato})$$

$$T_{Rdi} = 649 \times 115 / 1.25 = 60.19 \text{ kN} > N = 6.13 \text{ kN} \quad (\text{Verificato})$$

Le flange 150x400x10 mm sono sollecitate da un momento flettente pari a:

$$M_{fi} = 2.70 / 2 = 1.35 \text{ kNm}$$

Le flange hanno un modulo resistente W pari a:

$$W_{flange} = 1 \times 15^2 / 6 = 37.5 \text{ cm}^3$$

Le tensioni agenti sulle flange valgono quindi :

$$\sigma = 1.35 \times 1000 / 37.5 = 36.0 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Verificato})$$

Si verificano ora le saldature dei piatti/flange 150x400x10 mm saldati ad una piastra di fissaggio di dimensioni 300x280x15 mm, con altezza di gola $a_{min} = 4$ mm.

T_i = sollecitazioni di taglio agenti su ogni cordone = $4.50 / 2 = 2.25$ kNm

I cordoni di saldatura hanno dimensioni 150x4 mm e le tensioni agenti su di esse valgono:

$$\sigma_1 = 3 \times 2250 \times 300 / (4 \times 150^2) = 22.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 = 2250 / (2 \times 4 \times 150) = 1.87 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_R = \sqrt{22.5^2 + 1.87^2} = 22.58 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Verificato})$$

Le selle di appoggio sono sollecitate da un carico di

$$Q_{selle} = 9.0 / 2 = 4.50 \text{ kN}$$

Considerando una larghezza di appoggio della tubazione di 100 mm, la tensione di compressione sui piatti di spessore 10 mm vale:

$$\sigma_s = 4.50 \times 10^3 / (100 \times 10) = 4.50 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} = 223.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Verificato})$$