



CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITA'

Servizio Infrastrutture e Mobilità
Ufficio Lavori Pubblici


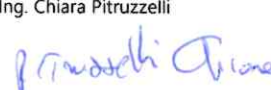
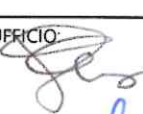
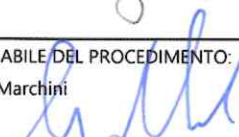
C.C. 24/24_RL - SP 333 DI USCIO

OGGETTO:

Lavori di ripristino e consolidamento della scarpata di valle danneggiata a seguito degli eventi del 9-10 marzo 2024 al km 13+000 della SP 333.

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

REDATTO DA: Ing. Chiara Pitruzzelli 	PROGETTISTI: Ing. Chiara Pitruzzelli 	ALLEGATO TAVOLA N° 4
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE (in caso di professionista esterno)	IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Ing. Francesca Villa 	SCALA
	IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Gianni Marchini 	DATA 16 DIC. 2025
CONTROLLATO PTR	DATA 16 DIC. 2025	AGGIORNATO DATA
APPROVATO RRC	DATA 16 DIC. 2025	AGGIORNATO DATA

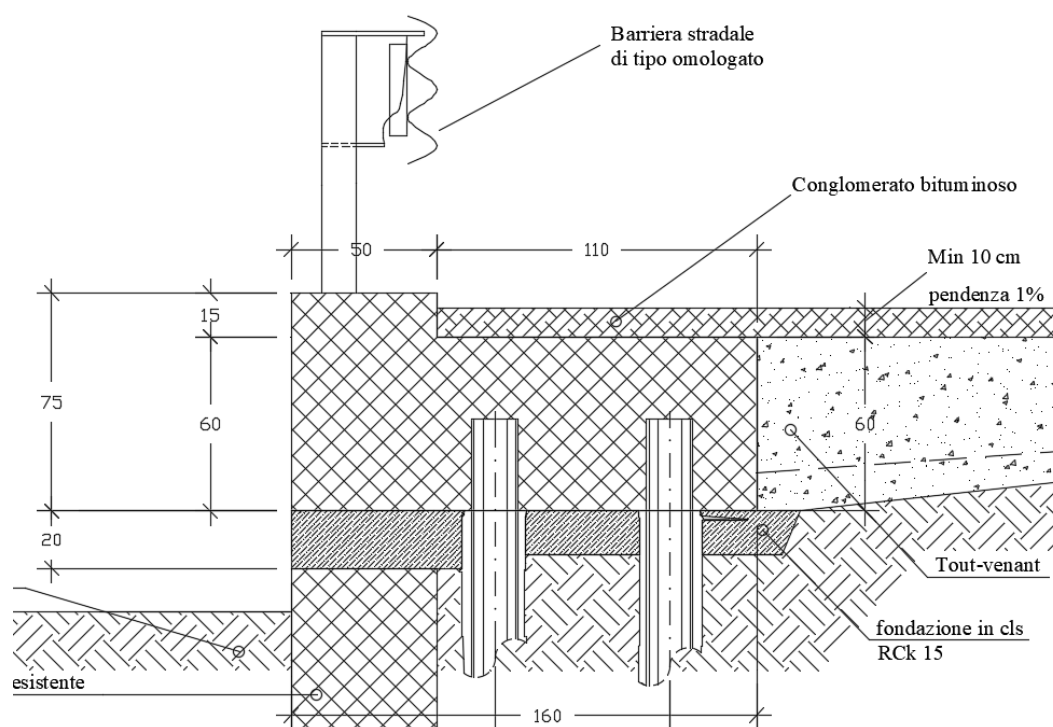
RELAZIONE DI CALCOLO

Indice

1. Relazione illustrativa	3
2. Normativa di riferimento	4
3. Relazione illustrativa sui materiali	4
4. Terreno e stratigrafia	5
4.1. Carichi permanenti	6
4.2. Carichi variabili	6
4.3. Azione sismica.....	7
4.4. Spinta del terreno.....	7
5. Combinazioni di carico.....	9
6. Verifica della struttura.....	11
6.1. Verifica a scorrimento	11
6.2. Verifica al carico limite	11
6.3. Verifica a ribaltamento	12
6.4. Verifica alla stabilità globale.....	13
6.5. Analisi dei pali.....	13
6.6. Risultati verifiche geotecniche	15
6.7. Verifiche strutturali sezione in c.a.....	17
7. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018	24
ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI	26
1. Calcestruzzo armato	26
1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa	26
1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro	26
2. Acciaio per cemento armato.....	28
2.1. Acciaio in barre B450C	28
3. Acciaio per armatura tubolari	28
4. Malta per iniezioni pali.....	29
5. Valori di calcolo	30
ALLEGATO 2 - RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA	31
ALLEGATO 3 – VERIFICA DELLA TUBAZIONE.....	32

1. Relazione illustrativa

L' intervento a progetto prevede il consolidamento dell'infrastruttura stradale mediante realizzazione di un cordolo di valle su micropali per uno sviluppo di circa 85 m, e relativa installazione di dispositivi di ritenuta lungo la SP 333 al km 13+000. Si riporta di seguito la sezione tipologica della struttura prevista a progetto:



Le strutture a progetto sono state studiate come opera di sostegno, per cui sono state seguite le seguenti fasi:

- Calcolo dei parametri sismici
- Calcolo della spinta del terreno
- Calcolo del carico limite del terreno di fondazione
- Calcolo delle azioni agenti sulla struttura
- Analisi delle diverse combinazioni di calcolo
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della sezione in c.a.

2. Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Legge nr. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 9 Gennaio 1996: Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche:
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. : Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

3. Relazione illustrativa sui materiali

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo con quanto indicato nelle NTC2018.

Calcestruzzo armato

Si prevede l'impiego di calcestruzzo C25/30, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Classe di esposizione XC2 UNI EN 206-1 e classe di consistenza S4.

Acciaia in barre

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre del tipo B450C, come definito nelle NTC2018, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

4. Terreno e stratigrafia

Per il calcolo della struttura a progetto è stata considerata la seguente stratigrafia, risultante dal sondaggio effettuato nel mese di dicembre 2025. La profondità della roccia è stata individuata a partire dai 9 m. I calcoli sono quindi stati svolti considerando 2 m di ammorsamento che dovrà essere verificato in cantiere.

- Sabbia limosa

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 19^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

- Argilloscisti

$$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 30^\circ$$

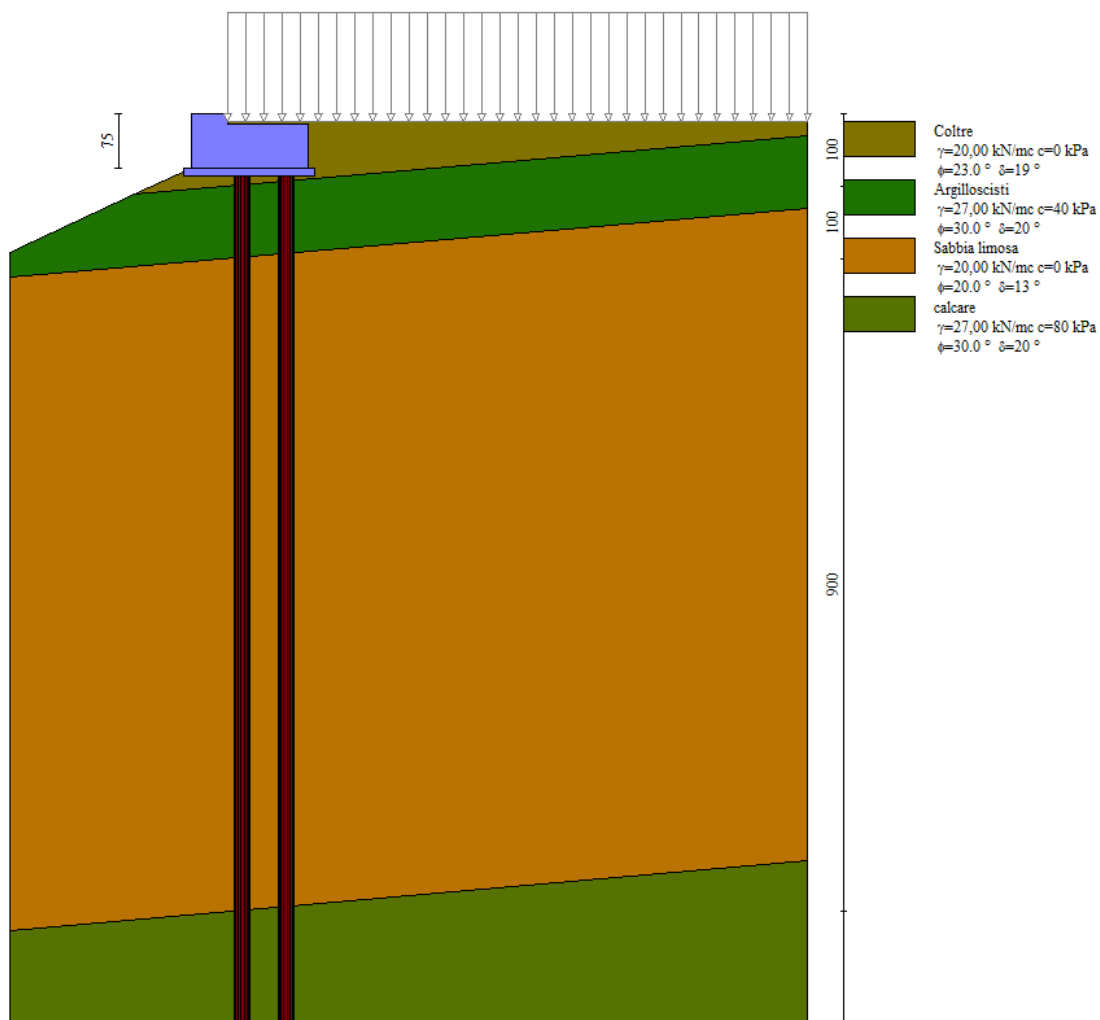
$$c' = 40 \text{ kPa}$$

- Calcare

$$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$c' = 80 \text{ kPa}$$



Si riportano di seguito i carichi considerati nella progettazione della struttura.

4.1. Carichi permanenti

Di seguito vengono definiti i principali carichi permanenti, nei capitoli a seguire per ogni elemento strutturale oggetto di verifica saranno dettagliati i carichi permanenti strutturali e permanenti non strutturali.

Carichi permanenti strutturali (G1)

Peso proprio della struttura (G1) (ρ cls: 25 kN/mc):

computato da software di calcolo

Spinta del terreno:

computata dal software di calcolo

Carichi permanenti portati compiutamente definiti (G2):

Barriera di sicurezza:

0,35 kN/m

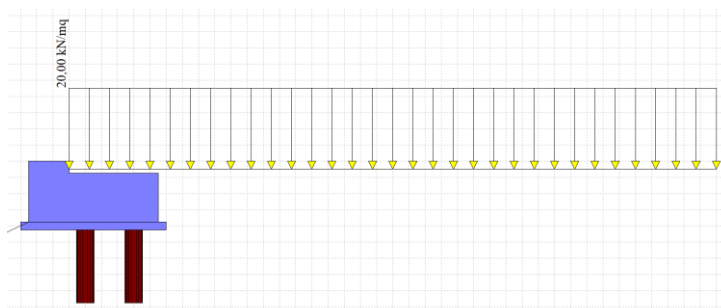
4.2. Carichi variabili

Sono state prese in considerazione due condizioni di carico:

Condizione 1- Carico uniformemente distribuito da traffico

Si considera un carico distribuito uniformemente sul terreno a tergo del cordolo, in assenza di urto:

$$q_1 = 20 \text{ kN/m}^2$$



Tipologia carico considerata: accidentale.

Condizione 2 – Urto (azione eccezionale)

Si considera l'azione derivante dall'urto di un mezzo di massa pari a 14 ton che impatta sulla barriera di protezione alla velocità di 40 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile; la forza dell'urto è valutabile secondo la formula sotto riportata:

$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + S b]}$$

$$F = 110,37 \text{ kN}$$

Si considera l'azione agente sul sistema rigido barriera+cordolo di lunghezza pari a 13 m, per cui per ogni metro lineare di struttura, ipotizzando che l'azione dell'urto sia posta ad un'altezza pari a 0,50 m dal piano viario, si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{urto} = 8,49 \text{ kN/m}$$

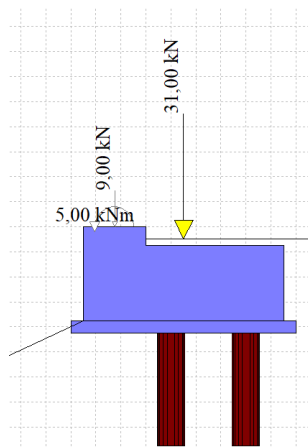
$$M_{urto} = 4,25 \text{ kNm/m}$$

In questa condizione di carico si considera la presenza di un carico derivante dallo schema di carico 2 (un asse pari a

400 kN), ipotizzata distribuita per una lunghezza pari a 13 m, posto una distanza di 0,30 m dalla testa del cordolo:

$$F_{sc2} = \frac{400}{13} = 30,76 \text{ kN/m}$$

Si pone in evidenza che l'azione dell'urto è studiata come azione eccezionale.



4.3. Azione sismica

Si riportano di seguito i parametri sismici impiegati:

Comune	Uscio
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Latitudine	44.414744
Longitudine	9.159852
Indice punti di interpolazione	16921 - 16922 - 16700 - 16699
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.872	0.361
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.089	0.037
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F_0			2.511	2.548
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	T_c^*			0.282	0.217
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	S_s		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	S_t		T2	1.200	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	12.804	6.402
Ultimo - Ribaltamento	1.000	12.804	6.402
Esercizio	1.000	5.296	2.648

4.4. Spinta del terreno

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

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

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

5. Combinazioni di carico

In accordo con quanto indicato dalla NTC2018 sono state studiate le combinazioni di carico, di seguito riportate.

Simbologia adottata

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

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
traffico	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
traffico	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
traffico	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
traffico	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
traffico	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
traffico	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
traffico	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

6. Verifica della struttura

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sulle opere a progetto.

6.1. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il cordolo deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del cordolo. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

6.2. Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal cordolo sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

6.3. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare la struttura (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il cordolo (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso della struttura (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per

quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il cordolo che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

6.4. Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso struttura+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del cordolo. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del cordolo. Il numero di strisce è pari a 25.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

6.5. Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_t = Q_p + Q_l - W_p$$

dove:

Q_T	portanza totale del palo
Q_P	portanza di base del palo
Q_L	portanza per attrito laterale del palo
W_P	peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo teso:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

dove:

A_p è l'area portante efficace della punta del palo

c è la coesione

q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo

γ è il peso specifico del terreno

D è il diametro del palo

N'_c N'_q N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_l = \int_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove:

c_a è l'adesione palo-terreno

δ è l'angolo di attrito palo-terreno

γ è il peso specifico del terreno

z è la generica quota a partire dalla testa del palo

L è la lunghezza del palo

P è il perimetro del palo

K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di adensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa pre-

senta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. È evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidezze.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incernierati a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidezza del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidezza di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3×3) della palificata, K .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N, T, M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con p il vettore dei carichi e con u il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo.

Se, le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per 'rottura' del terreno.

6.6. Risultati verifiche geotecniche

Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza ottenuti.

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		4.641					
2 - STR (A1-M1-R3)		19.231					
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.884					
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	3.041					
5 - STR (A1-M1-R3)		4.641					
6 - STR (A1-M1-R3)		4.641					
7 - STR (A1-M1-R3)		4.641					
8 - STR (A1-M1-R3)		19.231					
9 - STR (A1-M1-R3)		19.231					
10 - STR (A1-M1-R3)		19.231					
11 - GEO (A2-M2-R2)					2.264		
12 - GEO (A2-M2-R2)					2.623		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.958		
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.003		
15 - EQU (A1-M1-R3)			200.117				
16 - EQU (A1-M1-R3)			100.528				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		98.359				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		66.883				
19 - ECC		25.000	102.378		2.976		

Verifica portanza trasversale (scorrimento)

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
----	--------------------------

Ip Indice palo
 T Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
 Td Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
 FS₀ Fattore di sicurezza (Td/T)

Ic	Ip	T [kN]	Td [kN]	FS ₀
1 - STR (A1-M1-R3)	1	-10,13	47,19	4.660
	2	-10,15	46,96	4.626
2 - STR (A1-M1-R3)	1	-2,23	42,87	19.231
	2	-2,23	42,96	19.231
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-16,29	47,19	2.896
	2	-16,34	46,96	2.874
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-15,45	47,19	3.054
	2	-15,49	46,96	3.031
5 - STR (A1-M1-R3)	1	-10,13	47,19	4.660
	2	-10,15	46,96	4.626
6 - STR (A1-M1-R3)	1	-10,13	47,19	4.660
	2	-10,15	46,96	4.626
7 - STR (A1-M1-R3)	1	-10,13	47,19	4.660
	2	-10,15	46,96	4.626
8 - STR (A1-M1-R3)	1	-2,23	42,87	19.231
	2	-2,23	42,96	19.231
9 - STR (A1-M1-R3)	1	-2,23	42,87	19.231
	2	-2,23	42,96	19.231
10 - STR (A1-M1-R3)	1	-2,23	42,87	19.231
	2	-2,23	42,96	19.231
19 - ECC	1	-1,71	42,87	25.000
	2	-1,72	42,96	25.000

Verifica portanza verticale (carico limite)

Simbologia adottata

n° Indice palo
 Nc, Nq Coeff. di capacità portante
 N'c, N'q Coeff. di capacità portante corretti
 Zc Massima profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]
 Pp, Pl Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kN]
 A Attrito negativo, espresso in [kN]
 Wp Peso palo, espresso in [kN]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc [m]	Pp [kN]	Pl [kN]	A [kN]	Wp [kN]
1	0.000	0.000	0.000	0.000	--	86,20 86,20	574,66 574,66	0,00	15,48
2	0.000	0.000	0.000	0.000	--	85,26 85,26	568,40 568,40	0,00	15,48

Dettagli calcolo portanza verticale

Simbologia adottata

n° Indice palo
 Nc, Nq Coeff. di capacità portante
 N'c, N'q Coeff. di capacità portante corretti
 Zc Massima profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]
 Pp, Pl Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kN]
 A Attrito negativo, espresso in [kN]
 Wp Peso palo, espresso in [kN]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc [m]	Pp [kN]	Pl [kN]	A [kN]	Wp [kN]
1	0.000	0.000	0.000	0.000	--	86,20 86,20	574,66 574,66	0,00	15,48
2	0.000	0.000	0.000	0.000	--	85,26 85,26	568,40 568,40	0,00	15,48

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
 Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
 La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS
----	----	----	----

	[kNm]	[kNm]	
15 - EQU (A1-M1-R3)	550,19	2,75	200.117
16 - EQU (A1-M1-R3)	546,49	5,44	100.528
17 - EQU (A1-M1-R3) H + V	541,08	5,50	98.359
18 - EQU (A1-M1-R3) H - V	537,88	8,04	66.883
19 - ECC	546,24	5,34	102.378

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-4,50; 4,50	13,81	1.958

6.7. Verifiche strutturali sezione in c.a.

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui pali e le relative verifiche strutturali.

Palo n° 1 – Monte

Palo n° 2 - Valle

Simbologia adottata

N	Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T	Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M	Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	56,20	667,40	-10,13	-61,34	0,00	0,00
6	0,75	56,97	667,40	0,33	1,77	4,49	28,73
10	1,35	57,59	667,40	2,32	14,80	3,55	22,81
33	4,80	61,15	667,40	-0,01	-0,02	-0,22	-1,43
68	10,05	66,57	667,40	0,00	0,02	0,01	0,06
101	15,00	9,35	95,12	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	80,16	648,58	-10,15	-61,05	0,00	0,00
6	0,75	80,93	648,58	0,22	1,06	4,52	28,73
10	1,35	81,55	648,58	2,41	15,32	3,63	23,16
33	4,80	85,11	648,58	-0,01	-0,06	-0,23	-1,48
69	10,20	90,69	648,58	0,00	0,03	0,01	0,05
101	15,00	12,47	94,19	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	16,19	404,77	-2,23	-55,73	0,00	0,00
6	0,75	16,96	404,77	0,08	1,62	0,91	26,07
10	1,35	17,58	404,77	0,47	13,43	0,72	20,70
33	4,80	21,14	404,77	0,00	-0,02	-0,05	-1,29
69	10,20	26,60	392,15	0,00	0,03	0,00	0,05
101	15,00	4,13	32,22	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	121,36	648,59	-2,23	-55,85	0,00	0,00
6	0,75	122,13	648,59	0,05	0,98	0,92	26,26
10	1,35	122,75	648,59	0,49	14,00	0,74	21,17
33	4,80	126,31	648,59	0,00	-0,06	-0,05	-1,35
69	10,20	131,88	648,59	0,00	0,02	0,00	0,05
101	15,00	17,85	94,19	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	30,43	667,41	-16,29	-61,35	0,00	0,00
6	0,75	31,21	667,41	0,50	1,77	7,41	28,73
10	1,35	31,83	667,41	3,82	14,80	5,87	22,81
33	4,80	35,39	667,41	-0,01	-0,02	-0,37	-1,43
68	10,05	40,80	667,41	0,01	0,02	0,01	0,06
101	15,00	5,99	95,14	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	84,54	648,58	-16,34	-61,05	0,00	0,00
6	0,75	85,31	648,58	0,32	1,06	7,47	28,73
10	1,35	85,93	648,58	3,98	15,32	6,01	23,16
33	4,80	89,49	648,58	-0,02	-0,06	-0,38	-1,48
69	10,20	95,06	648,58	0,01	0,03	0,01	0,05
101	15,00	13,05	94,18	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - VPalo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	30,43	667,41	-16,29	-61,35	0,00	0,00
6	0,75	31,21	667,41	0,50	1,77	7,41	28,73
10	1,35	31,83	667,41	3,82	14,80	5,87	22,81
33	4,80	35,39	667,41	-0,01	-0,02	-0,37	-1,43
68	10,05	40,80	667,41	0,01	0,02	0,01	0,06
101	15,00	5,99	95,14	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	84,54	648,58	-16,34	-61,05	0,00	0,00
6	0,75	85,31	648,58	0,32	1,06	7,47	28,73
10	1,35	85,93	648,58	3,98	15,32	6,01	23,16
33	4,80	89,49	648,58	-0,02	-0,06	-0,38	-1,48
69	10,20	95,06	648,58	0,01	0,03	0,01	0,05
101	15,00	13,05	94,18	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	58,59	667,42	-10,13	-61,34	0,00	0,00
6	0,75	59,36	667,42	0,33	1,77	4,49	28,73
10	1,35	59,98	667,42	2,32	14,80	3,55	22,81
33	4,80	63,54	667,42	-0,01	-0,02	-0,22	-1,43
68	10,05	68,96	667,42	0,00	0,02	0,01	0,06
101	15,00	9,66	95,14	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	94,13	648,57	-10,15	-61,05	0,00	0,00
6	0,75	94,91	648,57	0,22	1,06	4,52	28,73
10	1,35	95,53	648,57	2,41	15,32	3,63	23,16
33	4,80	99,09	648,57	-0,01	-0,06	-0,23	-1,48
69	10,20	104,66	648,57	0,00	0,03	0,01	0,05
101	15,00	14,30	94,18	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	56,68	667,40	-10,13	-61,34	0,00	0,00
6	0,75	57,45	667,40	0,33	1,77	4,49	28,73
10	1,35	58,07	667,40	2,32	14,80	3,55	22,81
33	4,80	61,63	667,40	-0,01	-0,02	-0,22	-1,43
68	10,05	67,05	667,40	0,00	0,02	0,01	0,06
101	15,00	9,41	95,13	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	80,44	648,57	-10,15	-61,05	0,00	0,00
6	0,75	81,21	648,57	0,22	1,06	4,52	28,73
10	1,35	81,83	648,57	2,41	15,32	3,63	23,16
33	4,80	85,39	648,57	-0,01	-0,06	-0,23	-1,48
69	10,20	90,96	648,57	0,00	0,03	0,01	0,05
101	15,00	12,51	94,18	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	58,10	667,40	-10,13	-61,34	0,00	0,00
6	0,75	58,88	667,40	0,33	1,77	4,49	28,73
10	1,35	59,50	667,40	2,32	14,80	3,55	22,81
33	4,80	63,06	667,40	-0,01	-0,02	-0,22	-1,43
68	10,05	68,47	667,40	0,00	0,02	0,01	0,06
101	15,00	9,60	95,13	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	93,86	648,58	-10,15	-61,05	0,00	0,00
6	0,75	94,63	648,58	0,22	1,06	4,52	28,73
10	1,35	95,25	648,58	2,41	15,32	3,63	23,16
33	4,80	98,81	648,58	-0,01	-0,06	-0,23	-1,48
69	10,20	104,38	648,58	0,00	0,03	0,01	0,05
101	15,00	14,26	94,19	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	18,58	464,49	-2,23	-55,73	0,00	0,00
6	0,75	19,35	464,49	0,08	1,62	0,91	26,07
10	1,35	19,97	464,49	0,47	13,43	0,72	20,70
33	4,80	23,53	464,49	0,00	-0,02	-0,05	-1,29
69	10,20	28,98	450,01	0,00	0,03	0,00	0,05
101	15,00	4,44	36,98	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	135,33	648,58	-2,23	-55,85	0,00	0,00
6	0,75	136,10	648,58	0,05	0,98	0,92	26,26
10	1,35	136,72	648,58	0,49	14,00	0,74	21,17
33	4,80	140,28	648,58	0,00	-0,06	-0,05	-1,35
69	10,20	145,85	648,58	0,00	0,02	0,00	0,05
101	15,00	19,67	94,18	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	16,67	416,80	-2,23	-55,73	0,00	0,00
6	0,75	17,45	416,80	0,08	1,62	0,91	26,07
10	1,35	18,06	416,80	0,47	13,43	0,72	20,70
33	4,80	21,62	416,80	0,00	-0,02	-0,05	-1,29
69	10,20	27,08	403,80	0,00	0,03	0,00	0,05
101	15,00	4,19	33,18	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	121,63	648,58	-2,23	-55,85	0,00	0,00
6	0,75	122,40	648,58	0,05	0,98	0,92	26,26
10	1,35	123,02	648,58	0,49	14,00	0,74	21,17
33	4,80	126,58	648,58	0,00	-0,06	-0,05	-1,35
69	10,20	132,15	648,58	0,00	0,02	0,00	0,05
101	15,00	17,88	94,19	0,00	0,00	0,00	0,00

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	18,10	452,46	-2,23	-55,73	0,00	0,00
6	0,75	18,87	452,46	0,08	1,62	0,91	26,07
10	1,35	19,49	452,46	0,47	13,43	0,72	20,70
33	4,80	23,05	452,46	0,00	-0,02	-0,05	-1,29
69	10,20	28,50	438,35	0,00	0,03	0,00	0,05
101	15,00	4,38	36,02	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	135,05	648,58	-2,23	-55,85	0,00	0,00
6	0,75	135,83	648,58	0,05	0,98	0,92	26,26
10	1,35	136,45	648,58	0,49	14,00	0,74	21,17
33	4,80	140,01	648,58	0,00	-0,06	-0,05	-1,35
69	10,20	145,58	648,58	0,00	0,02	0,00	0,05
101	15,00	19,63	94,18	0,00	0,00	0,00	0,00

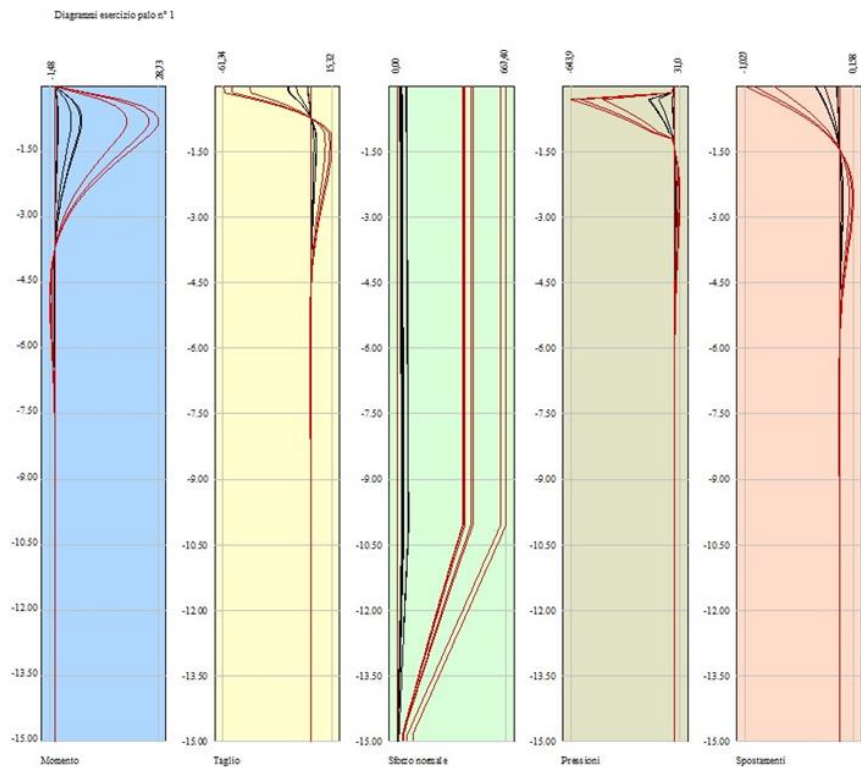
Combinazione n° 19 - ECC

Palo n° 1

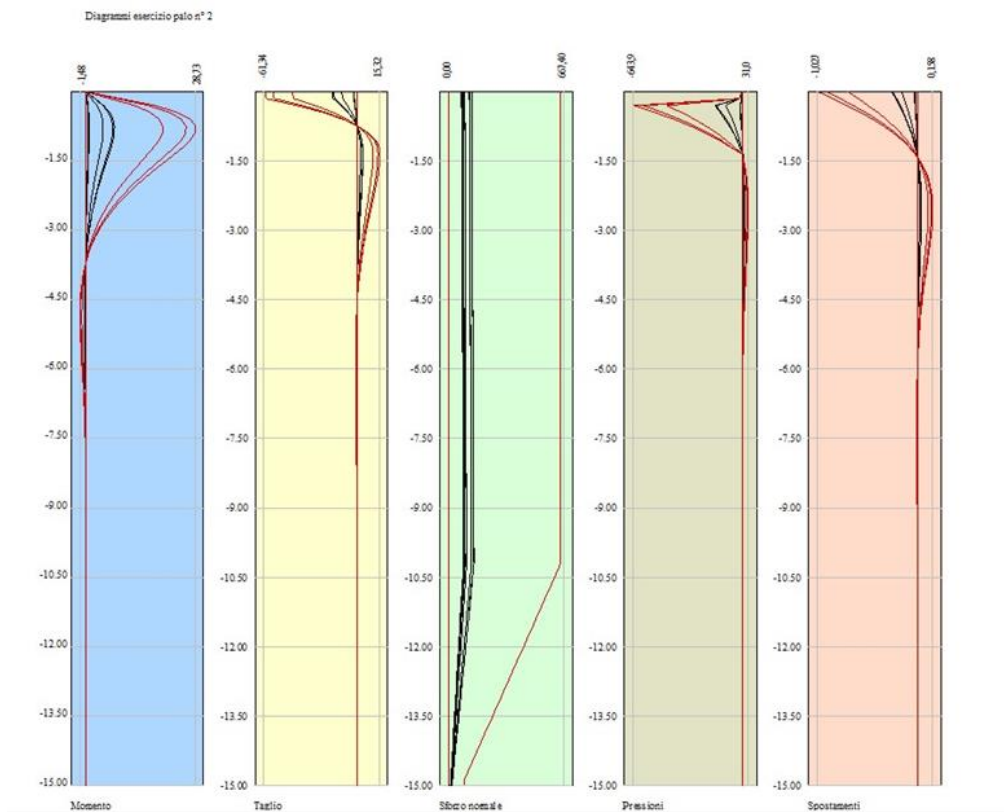
n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	16,02	400,57	-1,71	-42,87	0,00	0,00
6	0,75	16,80	400,57	0,06	1,25	0,69	19,99
10	1,35	17,42	400,57	0,36	10,30	0,55	15,86
33	4,80	20,98	400,57	0,00	-0,02	-0,03	-0,99
69	10,20	26,43	388,08	0,00	0,02	0,00	0,04
101	15,00	4,11	31,89	0,00	0,00	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	121,18	648,58	-1,72	-42,96	0,00	0,00
6	0,75	121,95	648,58	0,04	0,76	0,70	20,13
10	1,35	122,57	648,58	0,37	10,73	0,56	16,22
33	4,80	126,13	648,58	0,00	-0,04	-0,04	-1,03
69	10,20	131,70	648,58	0,00	0,02	0,00	0,04
101	15,00	17,82	94,18	0,00	0,00	0,00	0,00



Sollecitazioni palo (Palo n° 1) (Involuppo)



Sollecitazioni palo (Palo n° 2) (Involuppo)

Verifiche strutturali*Verifiche a flessione*Elementi calcolati a traveSimbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mrd	momento resistente espresso in [kNm]
Nrd	sforzo normale resistente espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Elementi calcolati a piastraSimbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi, Afs	area ferri inferiori e superiori, espresso in [cmq]
Mp, Mn	momento positivo e negativo agente espressa in [kNm]
Mrd	momento resistente espresso in [kNm]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	6	25,66	4,49	56,97	28,35	56,97	6.318
2	6	25,66	4,52	80,93	28,19	80,93	6.235

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	6	25,66	0,91	16,96	28,62	16,96	31.318
2	6	25,66	0,92	122,13	27,91	122,13	30.328

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	7,41	31,21	28,52	31,21	3.850
2	6	25,66	7,47	85,31	28,16	85,31	3.772

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	7,01	26,15	28,56	26,15	4.073
2	6	25,66	7,06	76,44	28,22	76,44	3.995

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	4,49	59,36	28,34	59,36	6.314
2	6	25,66	4,52	94,91	28,10	94,91	6.214

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	4,49	57,45	28,35	57,45	6.317
2	6	25,66	4,52	81,21	28,19	81,21	6.235

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	4,49	58,88	28,34	58,88	6.315
2	6	25,66	4,52	94,63	28,10	94,63	6.215

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	0,91	19,35	28,60	19,35	31.301
2	6	25,66	0,92	136,10	27,82	136,10	30.226

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	0,91	17,45	28,62	17,45	31.315
2	6	25,66	0,92	122,40	27,91	122,40	30.326

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	0,91	18,87	28,61	18,87	31.304
2	6	25,66	0,92	135,83	27,82	135,83	30.228

Combinazione n° 19 - ECC

Ip	Is	A _f [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	6	25,66	0,69	16,80	28,62	16,80	41.302
2	6	25,66	0,70	121,95	27,92	121,95	39.996

Verifiche a taglioSimbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

La verifica a taglio sui micropali viene eseguita considerando il solo contributo resistente del tubolare. L'area della sezione effettiva di verifica (A_{eff}) viene determinata come area lorda (A) della sezione tubolare moltiplicata per 2 / π.

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	10,13	39.913
2	1	16,33	404,13	10,15	39.810

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	2,23	181.302
2	1	16,33	404,13	2,23	180.907

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	16,29	24.802
2	1	16,33	404,13	16,34	24.735

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	15,45	26.153
2	1	16,33	404,13	15,49	26.083

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	10,13	39.913
2	1	16,33	404,13	10,15	39.810

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	10,13	39.913
2	1	16,33	404,13	10,15	39.810

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	10,13	39.913
2	1	16,33	404,13	10,15	39.810

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	2,23	181.302
2	1	16,33	404,13	2,23	180.907

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	2,23	181.302
2	1	16,33	404,13	2,23	180.907

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	2,23	181.302
2	1	16,33	404,13	2,23	180.907

Combinazione n° 19 - ECC

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	16,33	404,13	1,71	235.688
2	1	16,33	404,13	1,72	235.182

Si riporta la verifica a punzonamento, effettuata in corrispondenza della sollecitazione maggiore agente sui pali.

In questo caso sul palo n°2 per la combinazione n°8 si ha approssimando:

$$N_{ED} = 146 \text{ kN}.$$

Secondo quanto indicato nell'EC2 la verifica a punzonamento va eseguita su due perimetri: lungo il perimetro a filo palo U_0 e lungo il perimetro efficace U_1 .

Si deve quindi verificare

$$v_{Ed0} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_0 d} \leq v_{Rd,max}$$

$$v_{Rd,max} = 0.5 v f_{cd}$$

$$v = 0.7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$v_{Ed1} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_1 d} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

Per semplicità e a favore di sicurezza si è posto:

$$v_{Rd,c} = v_{min} = 0.035 k^{\frac{2}{3}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

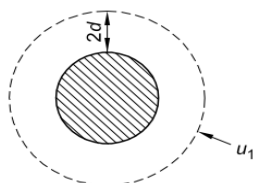
V_{Ed} azione sul palo;

$\beta = 1$ coefficiente che tiene conto dell'eccentricità del carico. Dato che i pali sono modellati come incernierati è stato posto pari al valore unitario;

$d = s - c - \varphi/2$ altezza utile della sezione, in cui s spessore sezione, c copriferro, φ diametro barre armatura

$U_0 = \pi \varnothing$ perimetro a filo del palo, con \varnothing = diametro dell'armatura tubolare del palo;

$U_1 = \pi \varnothing + 4d$ perimetro a filo del palo, con \varnothing = diametro dell'armatura tubolare del palo;



$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \text{ (d in mm)}$$

f_{ck} resistenza caratteristica calcestruzzo

h	copriferro	fck	fcd	ϕ tubolare	ϕ barre	Altezza utile d	β	k	U0	U1
mm	mm	N/mm2	N/mm2	mm	mm	mm	-	-	mm	mm
600	50	25	14,17	101,6	14	543	1	1,61	319	7139

Ved0	Vrdmax
N/mm2	N/mm2
0,84	4,46

Ved1	Vrd1
N/mm2	N/mm2
0,04	0,36

La struttura è quindi verificata.

7. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018

Tipo di analisi svolta

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

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

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

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

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Licenza	AIU5927W1

Affidabilità dei codici di calcolo

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

Modalità di presentazione dei risultati

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

Informazioni generali sull'elaborazione

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

ALLEGATI:

ALLEGATO 1 – RELAZIONE SUI MATERIALI

ALLEGATO 2 – RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA

ALLEGATO 3 – VERIFICA DELLA TUBAZIONE

ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI

1. Calcestruzzo armato

Tutti i materiali da adoperare dovranno essere di ottima qualità e dovranno essere messi in opera con ogni cura.

Le **strutture in fondazione** si considerano in classe di esposizione XC2; per il calcestruzzo impiegato nei getti si prescrive un diametro massimo dell'inerte pari a 22.4 mm, e una classe di consistenza S4.

Controllo di accettazione (D.M. 17/01/2018 § 11.2.5 Tab. 11.2.I): tipo A

Tab. 11.2.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi ≥ 15)
Ove: R_{cm28} = resistenza media dei prelievi (N/mm ²); $R_{c,min}$ = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm ²); s = scarto quadratico medio	

1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa

Dovranno essere usati:

LEGANTI, AGGREGATI ED INERTI

Leganti per il calcestruzzo: devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità e rispondenti alla norma armonizzata UNI EN 197, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n. 595.

Aggregati per il calcestruzzo: rispondenti alle prescrizioni di cui alla UNI EN 12620 e per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Inerti naturali o di frantumazione: costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose o argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche;

Ghiaia o pietrisco: di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche della carpenteria, del getto ed all'ingombro delle armature metalliche;

ACQUA

Acqua: (conforme alle Norme UNI EN 1008/2003) limpida, priva di sali in percentuali dannose, non aggressiva e in quantità strettamente necessaria;

ADDITIVI

Additivi: devono essere conformi alla Norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori adotterà le previste procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC2018.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

2. Acciaio per cemento armato

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11 delle NTC2018.

2.1. Acciaio in barre B450C

L'acciaio in barre deve rispettare le seguenti caratteristiche:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t\text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{y\text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12\text{ mm}$	4 ϕ
	$12 \leq \phi \leq 16\text{ mm}$	5 ϕ
	per $16 < \phi \leq 25\text{ mm}$	8 ϕ
	per $25 < \phi \leq 40\text{ mm}$	10 ϕ

3. Acciaio per armatura tubolari

Per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

4. Malta per iniezioni pali

Si prevede l'impiego di malta antiritiro iniettata a mezzo di gruppo miscelatore, dosata a t. 0,6 di cemento R32.5R per mc di sabbia vagliata.

Resistenza minima: C20/25.

5. Valori di calcolo

Si riportano di seguito i valori caratteristici e di calcolo delle resistenze impiegati.

Calcestruzzo C25/30

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Acciaio B450C

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

Acciaio da carpenteria S355

Acciaio		S355	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,05	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338,10	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

ALLEGATO 2 - RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA

All'interno del presente progetto si prevede l'installazione di nuovi sistemi di protezione di tipo H2 bordo ponte lungo la **SP 333 al km 13+000 per uno sviluppo di circa 85 m**. La scelta del tipo di protezione discende dalla tipologia di strada dove tale dispositivo verrà installato, pertanto si riporta la sintesi delle scelte progettuali.

La SP 333 di Uscio inizia a Recco, risale fino a Colle Caprile (mt. 500 s.l.m.) attraversando il centro abitato di Uscio e ridiscende a Gattorna nella valle Fontanabuona. L'intero percorso presenta, nel complesso, un notevole grado di tortuosità e di pendenza e si possono riscontrare due tratti con caratteristiche differenti. Il primo tratto Recco - Colle Caprile, con caratteristiche di discreta percorribilità, si presta ad un utilizzo di tipo urbano, in funzione degli insediamenti industriali e commerciali presenti nella zona a ridosso del centro urbano di Recco.

L'unica criticità è rappresentata dall'attraversamento dell'abitato di Uscio, con drastica riduzione della larghezza della carreggiata e dei raggi di curvatura. Il secondo tratto Colle Caprile - Gattorna presenta una sezione che, in alcuni punti, risulta minore di mt. 6 ed una pendenza spesso maggiore del 6%, un andamento molto tortuoso di difficile percorribilità e si presta ad un utilizzo prettamente locale con le caratteristiche tipiche della strada di montagna.

La strada presenta uno sviluppo complessivo di circa km 19+687. Quanto sopra implica che la velocità di percorrenza massima che è possibile sviluppare sul tracciato è quantificabile in 40/50 km/h.

Le caratteristiche del traffico sono caratterizzate da un TGM<1000 e percentuale di veicoli di massa superiore a 3500 kg <= 5% (tipo I).

Dall'analisi delle caratteristiche del tracciato stradale e delle caratteristiche del traffico che lo attraversa sia per quanto riguarda la tipologia dei veicoli che, soprattutto, per le velocità di percorrenza si è calcolato il livello di contenimento necessario nelle reali condizioni di traffico sul tratto in esame, nelle condizioni di **rischio più probabile** e di **rischio maggiore**. La forza dell'urto di un veicolo contro una barriera è valutabile secondo la formula sotto riportata:

$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + s]}$$

Il corrispondente livello di contenimento della barriera è così valutabile:

$$L_c = \frac{1}{2} P (v \cdot \sin \beta)^2$$

Per la valutazione dell'urto nella situazione di **rischio più probabile** si è considerata l'azione derivante dall'urto di un mezzo leggero (1.50 ton) ad una velocità di percorrenza ammissibile di 60 km/h e un angolo di impatto pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile. In queste condizioni la forza d'urto sulla barriera stimata è pari a:

$$F = 47.38 \text{ kN}$$

Il livello di contenimento è pari a

$$L_c = 24 \text{ kJ}$$

ottenibile con un dispositivo di **classe N2**.

Per la valutazione dell'urto nella situazione di **rischio maggiore** si è considerata l'azione derivante dall'urto di un mezzo pesante (14 ton) ad una velocità di 40 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile. In queste condizioni la forza d'urto sulla barriera stimata è pari a:

$$F = 110,37 \text{ kN}$$

Il livello di contenimento è pari a

$$L_c = 101 \text{ kJ}$$

ottenibile con un dispositivo di **classe H2**. Verranno pertanto installati dispositivi di tipo **H2 omologati e certificati**.

ALLEGATO 3 – VERIFICA DELLA TUBAZIONE

DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI A PROGETTO

E' prevista la realizzazione di una condotta in trincea per il corretto deflusso delle acque meteoriche al km.13+000 di lunghezza pari a circa 80 m in direzione Gattorna, fino alla tombinatura esistente, della SP 333 di Uscio.

Attualmente non sono presenti opere idrauliche per lo smaltimento delle acque meteoriche, che ad ora creano un ruscellamento sulla superficie stradale, pericoloso non solo per la sicurezza stradale, ma anche responsabile del cedimento del muro di valle. Per la corretta regimazione delle acque meteoriche, verranno realizzati dei pozzetti che intercetteranno le acque da monte e mediante pozzetti verranno convogliate nella tubazione oggetto, realizzata in PEAD spiralata di classe SN4 e diametro DN di 600 mm. Si effettuerà pertanto uno scavo nel sedime stradale a file del muro di sostegno di monte. La nuova tubazione verrà posata in opera con successivo rinterro e finitura con posa di conglomerato bituminoso.

Si riportano di seguito le sezioni più significative dell'intervento di progetto.

DIMENSIONAMENTO DEL DIAMETRO DELLA TUBAZIONE

Si procede al dimensionamento della condotta da installare al km 13+000.

In accordo con quanto indicato nel R.R. n°3 del 14/07/2011, la portata di piena da assumere nella progettazione relativa ad opere strutturali è quella con tempo di ritorno **duecentennale** ($T=200$).

Non è presente un'asta a cui far riferimento, per le valutazioni idrauliche di seguito riportate si è considerato un bacino idrografico di progetto di dimensioni pari a 0,023 kmq, ricadendo nel reticolo idrografico minore secondo quanto indicato all'art. 3 del Regolamento Regionale n° 3 del 14/07/2011.

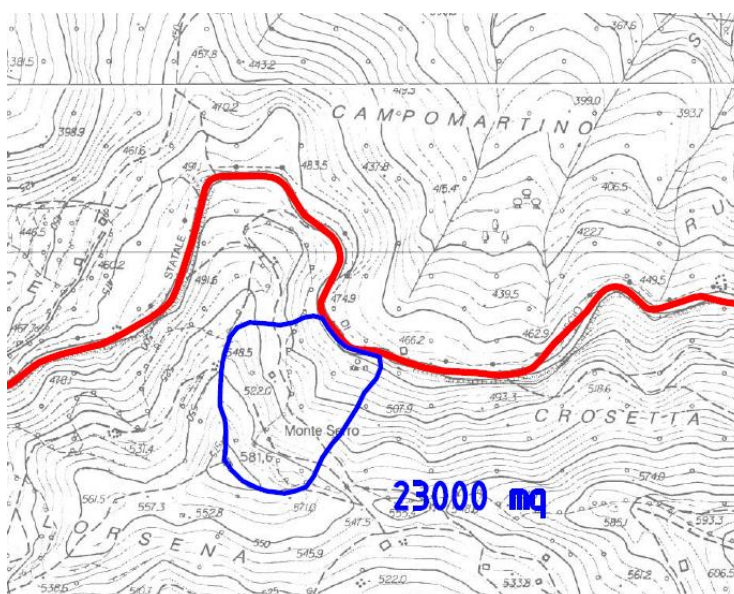


Figura 1 - Area di bacino

La portata di progetto con tempo di ritorno $T=200$ anni risulta quindi pari a 0,92 mc/s.

Si svolge la verifica idraulica confrontando la portata da smaltire con la portata ammissibile nella condotta e si controlla che la profondità critica non superi in franco idraulico minimo richiesto dal Regolamento Regionale n. 3 del 14/07/2011.

Data la natura dell'intervento è stato portato avanti uno studio idraulico in moto uniforme, per cui la portata di progetto è stata così valutata:

$$Q = \chi A \sqrt{Ri}$$

Dove:

$$\chi = k_s R^{1/6}$$

ks coefficiente di scabrezza Gauckler-Strickler

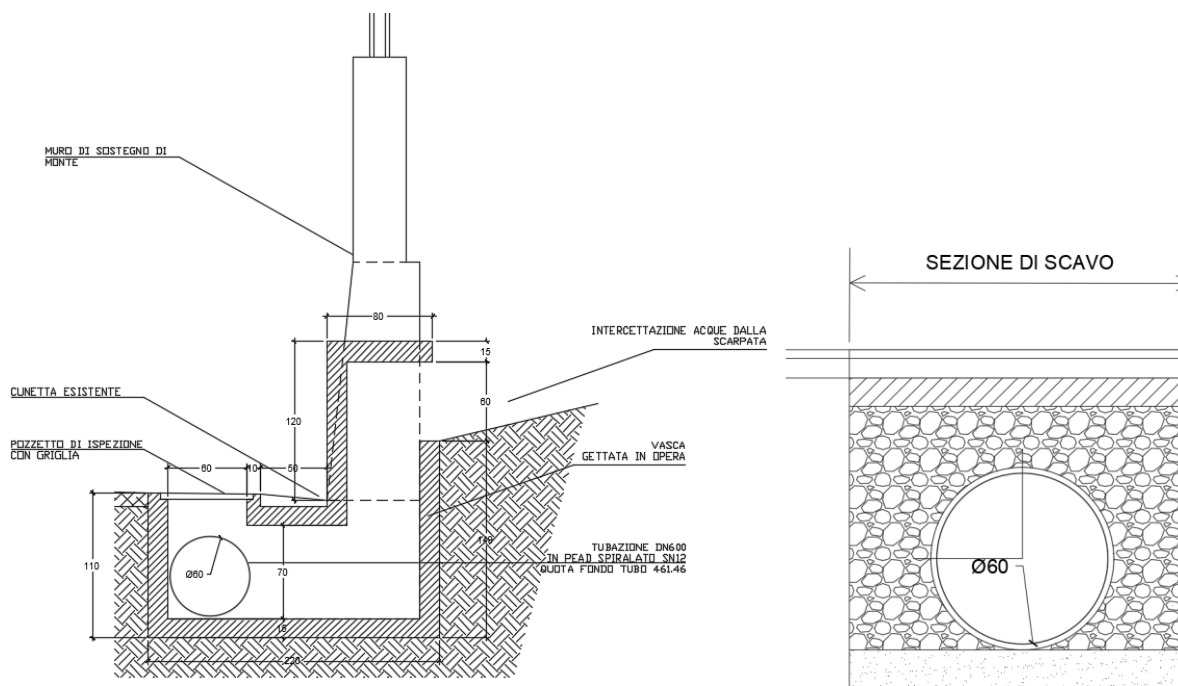
$R=A/P$ raggio idraulico

A area bagnata

P perimetro bagnato

i pendenza

Si è ipotizzata una percentuale di riempimento pari al 100% e una condotta circolare di diametro interno pari al valore riportato nella seguente tabella:



VERIFICA STATICA DELLA TUBAZIONE – TUBAZIONI RIGIDE E FLESSIBILI

La verifica statica di una tubazione consiste nell'accertare che i carichi agenti sulla struttura provochino tensioni e deformazioni ammissibili.

Le sollecitazioni su un tubo interrato dipendono dall'interazione tubo-terreno, fortemente legata alla deformabilità relativa dei due elementi: se il tubo si deforma di più del terreno che lo circonda, sarà sollecitato in modo minore poiché deformandosi sensibilmente coinvolge il terreno di rin fianco a collaborare alla resistenza.

Dalla deformabilità relativa tubo-terreno dipende il comportamento statico della condotta. Emerge, quindi, la convenienza a classificare le tubazioni in base all'elasticità in sito.

Si definisce **coefficiente di elasticità in sito R** di una tubazione di diametro esterno DN , di diametro medio D_m ($DN-S$), di spessore S e modulo elastico E , posata in un terreno di modulo elastico E_s , il numero:

$$R = \frac{SN}{E_t}$$

Dove:

SN: rigidezza circonferenziale della tubazione pari a $\frac{E \cdot I}{D_m^3}$

I: momento d'inerzia trasversale della striscia unitaria di parete del tubo rispetto all'asse neutro della parete strutturalmente resistente pari a $\frac{s^3}{12}$

La tubazione interrata è flessibile (o deformabile) se risulta:

$$R < \frac{1}{12}$$

Rigida invece:

$$R \geq \frac{1}{12}$$

In questa ottica, le tubazioni per il trasporto di fluidi si suddividono in tre categorie:

- tubazioni rigide (cemento armato, gres, fibrocemento);
- tubazioni semiflessibili (acciaio, ghisa sferoidale), quelle che in relazione alle caratteristiche del terreno, a seconda dei casi, possono avere comportamento rigido o flessibile;
- tubazioni flessibili (PE, PVC, PP, PRFV)

Le tubazioni rigide sotto l'azione dei carichi esterni si fessurano senza che la deformazione della sezione possa assumere caratteri significativi.

Viceversa, le tubazioni flessibili si deformano senza il raggiungimento di uno stato limite di fessurazione.

Ciò comporta che la verifica di stabilità sia eseguita in maniera del tutto diversa a seconda che si tratti di tubazioni rigide o di tubazioni flessibili.

- **Per le tubazioni flessibili**

le verifiche di stabilità riguardano:

1. *calcolo e verifica della deformazione diametrale (ovalizzazione) a lungo termine*
2. *calcolo e verifica di stabilità all'equilibrio elastico*
3. *calcolo e verifica degli sforzi massimi di trazione e compressione nella sezione*

- **Per le tubazioni rigide:**

la verifica di stabilità riguarda lo *stato limite ultimo di rottura*.

DETERMINAZIONE DEI CARICHI AGENTI SULLA TUBAZIONE

La verifica statica di una tubazione interrata viene effettuata calcolando:

- i carichi permanenti che gravano sulla tubazione;
- i carichi accidentali che gravano sulla tubazione;
- il carico idraulico indotto dalla presenza della falda;
- le reazioni laterali del terreno.

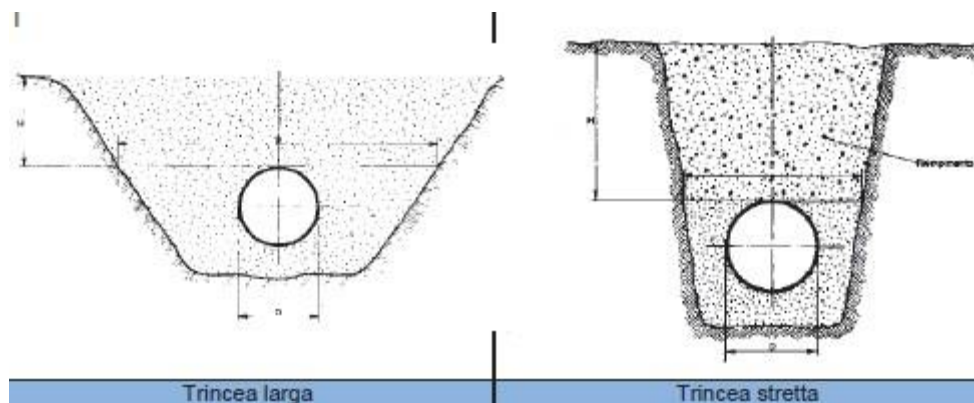
I carichi permanenti cui è sottoposta una tubazione interrata dipendono per lo più dall'azione del rinterro mentre i carichi accidentali sono da attribuirsi alla presenza di traffico.

- **Modalità di posa**

In conformità a quanto proposto dalla normativa UNI 7517 occorre distinguere fra:

- posa in trincea stretta;
- posa in trincea larga.

Nella figura successiva se ne mostra una rappresentazione schematica.



- **Calcolo dei carichi dovuti al rinterro**

Nella determinazione del carico permanente che sollecita una condotta interrata un ruolo importante è dato dall'azione del rinterro. Tra le diverse metodologie utilizzate nella comune prassi ingegneristica si è scelto di utilizzare il metodo di Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

- **Posa in trincea stretta**

La norma UNI considera che una condotta sia posata in trincea **stretta** quando sia soddisfatta una delle seguenti condizioni:

1. $B \leq 2D$ con $H \geq 1.5B$;
2. $2D \leq B \leq 3D$ con $H \geq 3.5B$

In cui B e H indicano la larghezza e l'altezza dall'estradosso della tubazione come riportato nella precedente figura.

Nella posa in trincea stretta, il peso del rinterro che grava sull'estradosso della tubazione Q_{st} è minore del peso del relativo volume, per effetto dell'attrito presente tra il terreno indisturbato posto ai lati della trincea ed il terreno di rinterro. Tale azione è funzione del peso specifico, dell'angolo di attrito del terreno indisturbato e del coefficiente d'attrito con il rinterro.

Il valore di carico Q_{st} del rinterro è calcolabile mediante la relazione:

$$Q_{st} = C_t \gamma_t B D N$$

in cui:

- Q_{st} indica il carico dovuto al rinterro [kN/m];
- B indica la larghezza della trincea [m];
- DN il diametro esterno della tubazione fognaria [m];
- γ_t indica il peso specifico del terreno di rinterro [kN/m³];
- C_t indica il coefficiente di Marston [-].

Il coefficiente di Marston si valuta mediante la relazione:

$$C_t = \frac{1 - \exp\left(-2k_a \mu \frac{H}{B}\right)}{2k_a f}$$

in cui:

- C_t coefficiente adimensionale di Marston [-];
- $k_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$ coefficiente di spinta attiva con φ angolo d'attrito del terreno di rinterro [°];
- f coefficiente di attrito tra terreno indisturbato e rinterro pari a $\tan\varphi$ [°];
- H altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m];
- B larghezza della trincea [m].

Nel caso di trincea stretta, al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile con la relazione:

$$q_{st} = \frac{2Q_{st}}{\sqrt{2DN}}$$

in cui:

- q_{st} pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro di 90°;
- DN il diametro esterno della tubazione [m];
- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]
- **Posa in trincea larga**

Nel caso in cui le condizioni elencate nel precedente paragrafo non siano rispettate la posa si definisce in trincea larga.

In questo caso il carico Q_{st} generato dal peso del terreno sovrastante l'estradosso della tubazione è pari a:

$$Q_{st} = \gamma_t DNH$$

in cui:

- Q_{st} indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m];
- DN il diametro esterno della tubazione [m];
- H altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m].

al carico Q_{st} corrisponde una pressione verticale q_{st} valutabile mediante la relazione:

$$q_{st} = \frac{Q_{st}}{0.85DN}$$

In cui q_{st} indica la pressione verticale agente sulla parte superiore del tubo per una lunghezza pari alla corda compresa in un angolo al centro pari a circa 130°;

- DN il diametro esterno della tubazione fognaria[m];
- Qst indica il sovraccarico indotto dal rinterro [kN/m]

CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Nella successiva tabella sono elencate le caratteristiche geotecniche dei terreni da assumere per la definizione del carico indotto dal rinterro:

<i>Tipo di terreno</i>	<i>Peso specifico γ_t [kN/m³]</i>	<i>Peso immerso γ' [kN/m³]</i>	<i>Angolo di attrito interno φ [°]</i>
Argilla fangosa	20	16.9	20
Argilla sabbiosa	18	15.9	14
Argilla umida comune	20	16.4	12
Fango con polvere di roccia	18	16.9	25
Loess	21	15.9	18
Marna	21	16.9	22
Misto di cava di ghiaia e ciottoli	20	16.8	37
Misto di cava di sabbia e ghiaia	20	16.5	33
Sabbia argillosa	18	15.9	15
Sabbia secca	15	15.9	31
Sabbia umida	17	16.4	34
Terra secca	17	15.5	14
Terra umida	20	16.0	25
Terreno misto compatto	20	16.4	33
Terreno misto sciolto	18	15.9	15
Terreno paludoso	17	9.9	12
Terreno sabbioso	19	15.8	30

- **Azione dei sovraccarichi dinamici veicolari (sovraccarico dinamico)**

Sul terreno sovrastante la tubazione interrata oltre al rinterro possono agire altri carichi.

Questi si suddividono in dinamici, relativi al traffico stradale e/o ferroviario, e statici, associati a corpi posti sul terreno che grava sul tubo.

Per il calcolo del carico veicolare si fa riferimento a quanto espresso dalla normativa DIN 1072 secondo cui il traffico veicolare può essere suddiviso nelle seguenti classi di carico:

<i>Classe</i>	<i>Carico per ruota P (KN)</i>	<i>Tipologia</i>
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62.5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	Traffico leggero
LT6	10	
LT3	5	

La pressione dinamica σ_z esercitata dal traffico sul tubo viene valutata adottando le seguenti relazioni:

- $\sigma_z = 0.8743 \frac{P}{H^{1.5194}} \varphi$ valida per traffico stradale pesante (convoglio classe HT) e ferroviario;

- $\sigma_z = 0.5281 \frac{P}{H^{1.0461}} \varphi$ a per traffico stradale leggero (convoglio classe LT);

in cui:

- σ_z pressione dinamica [kN/m²];
- P carico per ruota [kN];
- H altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo [m];
- ϕ coefficiente di incremento valutato con la relazione $\phi = 1 + 0,3/H$.

Nota la pressione dinamica è possibile calcolare il carico dinamico che grava su una condotta di diametro esterno DN applicando la relazione

$$Q_{din} = \sigma_z DN$$

In cui:

- σ_z indica la pressione dinamica [kN/m²];
- DN indica il diametro esterno del tubo [m];
- **Azione del peso del fluido**
Si considera come carico aggiuntivo sul tubo anche il peso dell'acqua contenuta al suo interno. Il carico, nell'ipotesi di tubo pieno, si calcola con la relazione

$$Q_a = 7.70 D_i^2$$

In cui D_i indica il diametro interno della tubazione [m].

- **Carico idrostatico dovuto alla falda**

Se nel terreno in cui è posata la tubazione si è in presenza di falda si deve tenere conto della pressione idrostatica che la falda esercita sulla condotta mediante la relazione:

$$Q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) DN$$

in cui:

- Q_{idr} indica il carico indotto dalla falda [kN/m];
- DN il diametro esterno della condotta [m]
- γ_w indica il peso specifico dell'acqua [kN/m³];
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazioni [m].

la pressione esercitata dalla falda q_{idr} è pari a:

$$q_{idr} = \gamma_w \left(h + \frac{DN}{2} \right) = \frac{Q_{idr}}{DN}$$

Nel caso di presenza di falda il carico del rinterro, per la quota parte interessata dalla falda, deve essere calcolato adottando il relativo peso specifico immerso γ_t tabulato nella precedente tabella.

- **Sovraccarichi distribuiti (sovraccarico statico)**

Nel caso in cui sul tubo sia gravante un carico P_n distribuito su una superficie di estensione A rettangolare di larghezza u_1 e lunghezza u_2 la pressione q_s che agisce sul tubo si calcola mediante la relazione:

$$q_s = \frac{P_n}{(u_1 + 2H)(u_2 + 2H)}$$

in cui:

- q_s indica la pressione che agisce sul tubo [kN/m²]
- u_1 indica la larghezza della superficie su cui agisce il carico P_n [m];
- u_2 indica la lunghezza della superficie su cui agisce il carico P_n [m];
- H indica l'altezza di ricopertura del tubo (altezza del terreno valutata dall'estradosso del tubo) [m];

Nota la pressione, il carico P si calcola con l'equazione:

$$P = q_s \beta DN$$

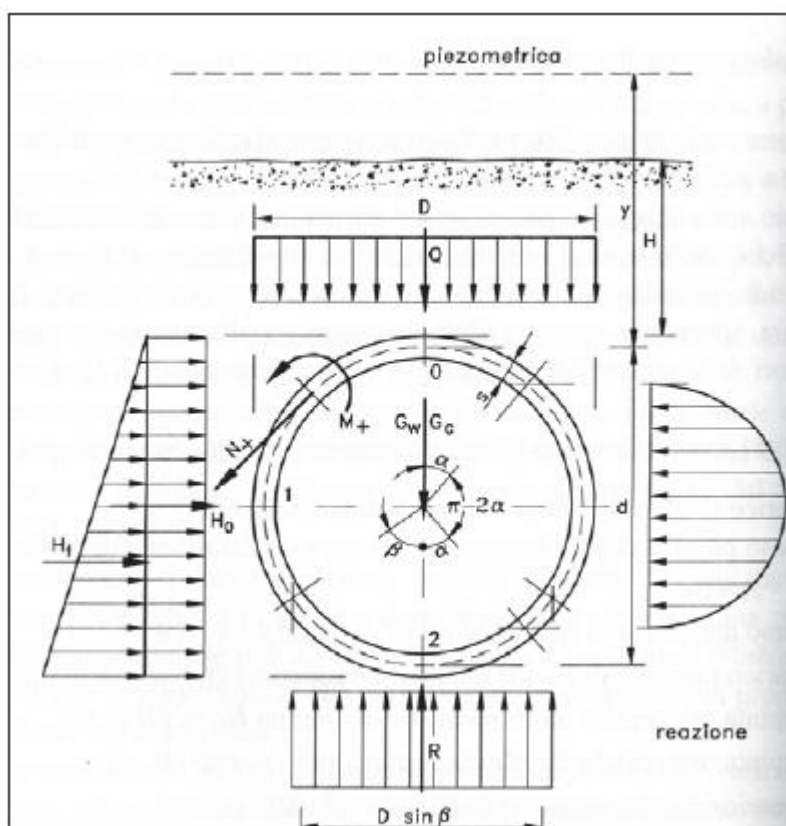
in cui:

- P indica il carico che agisce sulla condotta [kN/m];
- β è un coefficiente pari a 0.71 per posa in trincea stretta ed a 0.88 per posa in trincea larga;
- DN il diametro esterno della condotta.

VERIFICA STATICA TUBAZIONI FLESSIBILI

• Verifica alla deformazione

La deformazione viene calcolata adottando lo schema statico proposto da Spangler secondo cui lo stato di sollecitazione che si produce in una tubazione sottoposta ai carichi indicati nella figura successiva è caratterizzato da una distribuzione parabolica della spinta passiva simmetrica rispetto al diametro orizzontale e applicata a partire dall'angolo a pari a 40° per un'ampiezza di 100 mentre la reazione sul fondo della trincea interessa varie ampiezze [Da Deppo – Fognature 2009]



Schema statico per tubazione interrata [Da Deppo – Fognature 2009]

La deformazione del diametro orizzontale secondo Spangler è data dalla relazione:

$$\Delta d = \frac{QKF}{8SN + 0.061E_t}$$

in cui:

- Δd deformazione assoluta diametrale del tubo in senso orizzontale [mm];
- Q il carico totale gravante sul tubo dato dalla somma del carico dovuto al rinterro, al carico indotto dalla falda, dal carico dell'acqua contenuta nella tubazione e dai carichi veicolari e statici [kN/m];
- K coefficiente di sottofondo, parametro che dipende dalla tipologia di appoggio del tubo sul fondo della trincea; si rimanda a quanto contenuto nella successiva tabella;
- F coefficiente di deformazione differita. Esso tiene conto dell'incremento di deformazione che la condotta subisce nel tempo.
- SN rigidezza anulare della tubazione [kN/m²];

E_t modulo di elasticità del terreno di rinfiacco secondo Winkler [kN/m²]

Nota la deformazione assoluta si calcola la deformazione relativa δ come rapporto tra Δd ed il diametro esterno DN . La verifica è superata se la deformazione δ è minore della deformazione diametrale limite δ_{LIM} :

$$\delta < \delta_{LIM}$$

La verifica deve essere condotta sia nelle condizioni di breve che di lungo termine ricordando che

per la verifica a lungo termine il coefficiente di deformazione differita deve essere posto cautelativamente pari a 2. Si sottolinea che secondo Spangler il parametro δ deve essere sempre inferiore al 5 %.

• Moduli di elasticità del terreno di rinfiacco

Nella tabella seguente si riportano alcuni moduli di elasticità E_t per alcuni tipi di terreno (rinfiacco) in funzione di vari gradi di compattazione (con LL si indica il limite di liquidità):

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
	Densità relativa	<40%	40-70%	>70%
Terreno coesivo LL > 50% Argilla e limo ad alta plasticità	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita	700	7000	14000	21000
Rocce macinate	7000	21000	21000	21000

• Coefficiente di sottofondo

Nella seguente tabella si riportano i valori del coefficiente di sottofondo K in funzione di diversi angoli di appoggio della tubazione sul fondo della trincea

Angolo appoggio 2α [°]	Coefficiente sottofondo K
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

• **Verifica dell'instabilità all'equilibrio elastico**

Una tubazione sollecitata da forze radiali uniformemente distribuite e dirette verso il centro di curvatura, dapprima rimane circolare, poi, all'aumentare delle forze si inflette ovalizzandosi (deformata a due lobi) e progressivamente si ha deformazione a tre lobi ecc. [Papiri, 2008].

Il carico critico q_a può essere quindi valutato secondo la nota formula di Eulero:

$$q_a = \frac{E}{(1-\nu^2)} \left(\frac{s}{DN-s} \right)^3$$

in cui:

- q_a il carico critico di imbozzamento (buckling) [kN/m²]
- E indica il modulo elastico del materiale [kN/m²];
- ν il coefficiente di Poisson del materiale costituente il tubo [-];
- s rappresenta lo spessore del tubo [m].

In una tubazione interrata, la pressione di buckling dipende però non solamente dall'indice di rigidezza della tubazione, ma anche dal modulo elastico del suolo che circonda la tubazione in quanto il sistema tubo-suolo si comporta come un'unica entità [Papiri, 2008].

La Norma ANSI-AWWA C950/88 fornisce la seguente espressione per la stima della pressione ammissibile di buckling, q_a :

$$q_a = \frac{1}{F_s} \left(32 R_w B' E_t \frac{E_m I}{DN^3} \right)^{\frac{1}{2}}$$

in cui:

- q_a pressione ammissibile di buckling in N/m²;
- F_s fattore di progettazione posto pari a 2,5;
- R_w fattore di spinta idrostatica della falda dato dalla relazione $R_w = 1 - 0.33 \frac{H_w}{H}$ con H altezza del rinterro in cm ed H_w è altezza della superficie libera della falda sulla sommità della tubazione in cm;

$$B' = \frac{1}{1 + 4e^{-0.213H}}$$

- B' coefficiente empirico di supporto elastico (adimensionale), dato dalla relazione con H espresso in m;
- DN diametro esterno della tubazione;
- E_t modulo elastico del terreno di rinterro;
- E_m modulo elastico del materiale che costituisce il tubo;
- I momento d'inerzia del tubo.

L'espressione precedente mostra chiaramente come la pressione ammissibile di buckling sia condizionata in egual misura dall'indice di rigidezza della tubazione e dal modulo elastico del materiale di sottofondo e rinfianco della tubazione.

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN}$$

La verifica all'instabilità elastica si esegue confrontando la pressione ammissibile di buckling q_a con la risultante della pressione dovuta ai carichi esterni applicati valutata mediante la relazione:

in cui:

- γ_w è il peso specifico dell'acqua;
- h indica l'altezza della falda valutata rispetto l'estradosso delle tubazione [m];
- Q_{st} il carico dovuto alla presenza del rinterro;
- P il carico verticale gravante sul tubo dovuto a carichi statici posti sulla superficie;
- Q_{din} il carico verticale accidentale associato al traffico veicolare;

La verifica è positiva se risulta:

$$\gamma_w h + \frac{R_w Q_{st}}{DN} + \frac{(P + Q_{din})}{DN} \leq q_a$$

• Verifica delle sollecitazioni

Al fine di verificare che le tensioni nelle sezioni maggiormente sollecitate della tubazioni siano minori delle tensioni massime ammissibili del materiale occorre calcolare le tensioni specifiche che si manifestano nelle tre sezioni più significative: al vertice (chiave), sul fianco e al fondo.

La metodologia ipotizza che il comportamento statico della condotta sia riconducibile a quello di un anello elastico sottile e che la sezione sia completamente reagente.

Il calcolo dei momenti M e degli sforzi normali N è condotto nell'ipotesi che l'azione sui fianchi della condotta fosse distribuita secondo il classico trapezio di spinta.

I valori dei parametri M (momento) ed N (sforzo normale) sono calcolati per le sezioni in chiave, sul fianco e sul fondo in funzione di varie aperture angolari dell'appoggio o sella d'appoggio ($2\alpha = 180^\circ, 120^\circ$ e 90°) mediante le relazioni riportate in tabella [Da Deppo – Fognature 2009]

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per diverse ampiezze d'appoggio							
CARICHI	Angolo appoggio [°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G_c	180°	-0.027 G_c	+0.250 G_c	+0.027 G_c	+0.028 $G_c d$	-0.031 $G_c d$	+0.035 $G_c d$
	120°	-0.040 G_c	+0.250 G_c	+0.040 G_c	+0.030 $G_c d$	-0.035 $G_c d$	+0.042 $G_c d$
	90°	-0.053 G_c	+0.250 G_c	+0.053 G_c	+0.033 $G_c d$	-0.039 $G_c d$	-0.051 $G_c d$
Peso dell'acqua Q_a	180°	-0.186 Q_a	-0.068 Q_a	-0.451 Q_a	+0.028 $Q_a d$	-0.031 $Q_a d$	+0.035 $Q_a d$
	120°	-0.199 Q_a	-0.068 Q_a	-0.438 Q_a	+0.030 $Q_a d$	-0.035 $Q_a d$	+0.042 $Q_a d$
	90°	-0.212 Q_a	-0.068 Q_a	-0.424 Q_a	+0.033 $Q_a d$	-0.039 $Q_a d$	+0.051 $Q_a d$
Carico verticale uniforme Q	180°	0	+0.50 Q	0	+0.063 $Q d$	-0.063 $Q d$	+0.063 $Q d$
	120°	-0.013 Q	+0.50 Q	+0.013 Q	+0.066 $Q d$	-0.066 $Q d$	+0.069 $Q d$
	90°	-0.027 Q	+0.50 Q	+0.027 Q	+0.069 $Q d$	-0.070 $Q d$	+0.078 $Q d$
Spinta H_o	-	+0.5 H_o	0	+0.5 H_o	-0.063 $H_o d$	+0.063 $H_o d$	-0.063 $H_o d$
Spinta H_t	-	+0.313 H_t	0	+0.687 H_t	-0.052 $H_t d$	+0.063 $H_t d$	-0.073 $H_t d$

in cui:

- G_c indica il peso proprio del tubo calcolato secondo la relazione $G_c = \gamma_c \pi s D_m$ in cui si indica lo spessore della tubazione, D_m il diametro della fibra media e γ_c il peso specifico del materiale che costituisce il tubo;
- Q_a [kN/m] indica il peso dell'acqua contenuto all'interno del tubo nell'ipotesi di completo riempimento;
- Q indica il carico totale verticale dato dalla somma del carico associato al rinterro e dei carichi accidentali (veicoli + carichi statici distribuiti + carico idrostatico). Si rimanda a quanto contenuto in precedenza [kN/m];
- H_0 [kN/m] indica la reazione uniformemente distribuita data da $H_0 = \gamma_t H DN k_a$, in cui k_a è il coefficiente di spinta attiva; DN il diametro esterno del tubo; H l'altezza del terreno di rinterro valutata dall'estradosso della tubazione [m]; γ_t il peso specifico del terreno di rinterro.

- H_t indica la spinta orizzontale distribuita linearmente pari a $H_t = \gamma D^2 K_a / 2$

Noti i valori degli sforzi normali N e del momento flettente M per le tre sezioni indicate in precedenza, si procede al calcolo delle tensioni all'estradosso e all'intradosso della tubazione rispettivamente indicati con σ_e e σ_i mediante le relazioni:

$$\sigma_i = \frac{N}{s} - 6 \frac{M}{s^2}$$

$$\sigma_e = \frac{N}{s} + 6 \frac{M}{s^2}$$

con s che indica lo spessore della tubazione

Ai fini della verifica i valori così ottenuti sono da confrontare con quelli ammissibili per il materiale che costituisce la tubazione oggetto di verifica.

• Calcolo reazione laterale del terreno

L'ovalizzazione del tubo indotta dai carichi che gravano su di esso è contrastata dal contenimento laterale fornito dal terreno. La pressione laterale uniformemente distribuita su una corda avente angolo al centro pari a 90° è calcolabile mediante la seguente relazione:

$$r_t = \frac{(q_{st} + \sigma_z + q_s + q_{idr}) c_r DN^4}{c_r DN^4 + 18.3 E_m s^3}$$

in cui:

- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m²];
- q_{st} indica la pressione esercitata dal rinterro [kN/m²];
- σ_z indica la pressione associata al carico veicolare [kN/m²];
- q_s indica la pressione associata ai carichi statici distribuiti [kN/m²];
- q_{idr} indica la pressione idrostatica [kN/m²];
- c_r rappresenta il coefficiente di rigidità del terreno [N/cm³] pari a $c_r = f_c H$ con H l'altezza del terreno valutata rispetto all'estradosso del tubo [m] mentre f_c esprime il fattore di compattazione del terreno i cui valori sono riportati nella tabella successiva in funzione di diversi gradi di compattazione;
- DN indica il diametro esterno del tubo [mm];
- E_m indica il modulo di elasticità del materiale a lungo termine [kN/m²];
- s indica lo spessore del tubo [m].

La forza di reazione laterale R_t è data dalla relazione:

$$R_t = \frac{\sqrt{2}}{2} r_t DN$$

In cui:

- R_t indica la forza laterale del terreno [kN/m];
- r_t indica la pressione laterale del terreno [kN/m²];
- DN è il diametro esterno della tubazione [m].
- **Fattore di compattazione del terreno**

Nella tabella seguente si mostrano i valori del parametro f_c in funzione di diversi gradi di compattazione del terreno di rinfianco.

Grado di compattazione	f_c
Assente	1 -- 5
scarso	6 -- 10
Moderato	11 -- 13
Buono	14 -- 20

VERIFICA STATICA TUBAZIONI RIGIDE

La verifica statica delle tubazioni rigide (calcestruzzo armato) è stata eseguita utilizzando il metodo diretto.

$$K_r / Q_s > \eta$$

in cui:

- K_r è il carico di rottura in trincea ($K_r = F_n \times E_z$);
- E_z = coefficiente di posa che dipende dalla rigidità del piano di posa;
- F_n = carico di rottura per schiacciamento della tubazione, ottenuto come prodotto fra la classe di resistenza della tubazione e il diametro esterno della stessa.
- Q_s = sommatoria sei carichi esterni:

$$Q_s = (q_{st} + q_{dn} + p_s + q_{idr} + q_a)$$

con:

q_{st} = carico statico del rinterro

q_{dn} = carico dinamico

p_s = sovraccarico statico

q_{idr} = sovraccarico idrostatico

q_a = carico del fluido trasportato

- η = coefficiente di sicurezza > 1,5

BIBLIOGRAFIA E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

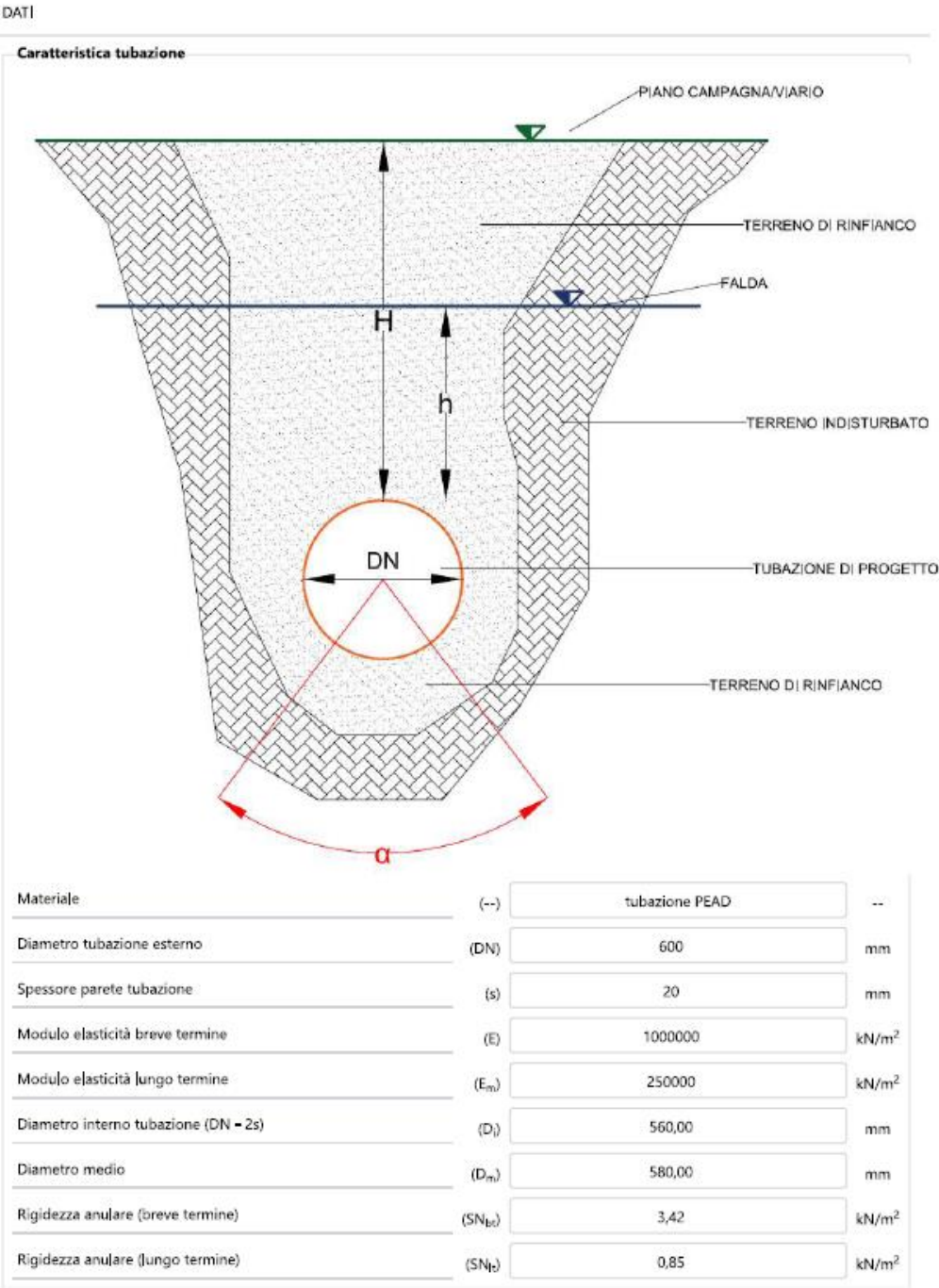
Normativa UNI 7517

Marston Spangler – Iowa State College Engineering Experiment Station [Da Deppo, 2009 Fognature]

Normativa DIN 1072

RISULTATI DELLE VERIFICHE

Si riportano di seguito i prospetti dei risultati delle verifiche effettuate sulla tubazione in PEAD SN4 e $D_N=600$ mm, che hanno fornito esito positivo.



Carico del fluido trasportato

Carico del fluido trasportato (Q_a) kN/m

Caratteristica trincea e rinterro

Larghezza trincea sull'estradosso della tubazione (B) m

Altezza trincea sull'estradosso della tubazione H (H) m

Tipo di terreno	Peso Specifico γ_s [kN/m ³]	Peso immerso γ' [kN/m ³]	Angolo di attrito interno ϕ [°]
Argilla fangosa	20	16,9	20
Argilla sabbiosa	18	15,9	14
Argilla umida comune	20	16,4	12
Fango con polvere di roccia	18	16,9	25
Loess	21	15,9	18
Marna	21	16,9	22
Misto di cava di ghiaia e ciottoli	20	16,8	37
Misto di cava di sabbia e ghiaia	20	16,5	33
Sabbia argillosa	18	15,9	15
Sabbia secca	15	15,9	31
Sabbia umida	17	16,4	34
Terra secca	17	15,5	14
Terra umida	20	16,0	25
Terreno misto compatto	20	16,4	33
Terreno misto sciolto	18	15,9	15
Terreno paludoso	17	9,9	12
Terreno sabbioso	19	15,8	30

Tipo di terreno di rinterro

Peso specifico rinterro (γ_s) kN/m³

Peso specifico rinterro immerso (γ') kN/m³

Angolo di attrito interno terreno rinterro (ϕ) (°)

Coefficiente attrito rinterro/pareti (μ) (—)

Tipo di terreno	Materiale alla rinfusa	Compattazione		
		Leggera	Moderata	Alta
	Indice Proctor	<85%	85-94%	>95%
	Densità relativa	<40%	40-70%	>70%
Terreno coesivo LL > 50% Argilla e limo ad alta plasticità	0	0	0	350
Terreno coesivo LL < 50% Argilla e limo a media e bassa plasticità con meno del 25% di particelle di fango	350	1400	2800	7000
Terreno granulare coesivo Ghiaia con particelle fini con bassa o media plasticità Sabbia con particelle fini con bassa o media plasticità	700	2800	7000	14000
Terreno senza coesione Ghiaia con curva granulometrica ben assortita o non ben assortita Rocce macinate	700	7000	14000	21000
	7000	21000	21000	21000

Tipo di terreno rinfianco

Grado di compattazione del rinterro all'intorno del tubo - Indice Proctor

Modulo elasticità del rinterro (E_r) kN/m²

Peso specifico acqua	(γ_w)	9,806	kN/m ³
Tipo di tubazione		Flessibile	
Tipo di trincea		Larga	

Carico statico del rinterro

Altezza della falda su estradosso tubazione	(h)	0	m
Coefficiente di spinta attiva	(k_a)	0,295	--
Coefficiente di Marston	(C_d)	--	--
Carico statico del rinterro	(Q_{st})	4,80	kN/m
Pressione verticale	(q_{st})	9,41	kN/m ²

Sovraccarico idrostatico

Pressione della falda su estradosso tubazione	(q_{idr})	0	kN/m ²
Carico idrostatico	(Q_{idr})	0,000	kN/m

Sovraccarico dinamico

Classe	Carico per ruota P (kN)	Tipologia
HT60	100	Traffico pesante
HT45	75	
HT38	62,5	
HT30	50	
HT26	35	
LT12	20	Traffico leggero
LT6	10	
LT3	5	
FERROVIARIO	200	

Tipologia di traffico		Traffico pesante	▼
Classe convoglio		HT30	▼
Carico per ruota	(P)	50	kN
Coefficiente di incremento	(ϕ)	1,75	--
Pressione dinamica	(σ_d)	120,539	kN/m ²
Carico dinamico	(Q_{din})	72,324	kN/m

Sovraccarico statico

Carico statico agente	(P_n)	0	kN
Larghezza di impronta	(u_1)	0	m
Lunghezza di impronta	(u_2)	0	m
Pressione statica	(q_s)	0,00	kN/m ²
Coefficiente di diffusione	(β)	0,88	--
Sovraccarico statico	(P_s)	0,00	kN/m

Carico totale sulla tubazione

Carico del fluido trasportato	(Q_a)	2,41	kN/m
Sovraccarico statico dovuto al rinterro	(Q_{st})	4,80	kN/m
Sovraccarico idrostatico	(Q_{idr})	0,00	kN/m
Sovraccarico dinamico stradale	(Q_{din})	72,324	kN/m
Sovraccarico statico	(P_s)	0,00	kN/m
Carico totale sulla tubazione	(Q_{tot})	79,54	kN/m

VERIFICHE PER TUBAZIONI FLESSIBILI

Verifica delle deformazioni a breve termine

Angolo appoggio 2α [°]	Coefficiente sottofondo K
0	0.121
60	0.103
90	0.096
120	0.09
180	0.083

Angolo di appoggio	(2α)	90	°
Coefficiente di sottofondo	(K)	0,096	--
Coefficiente di deformazione differita	(F)	1	--
Deformazione diametrale del tubo	(Δ_d)	8,66	mm
Deformazione percentuale	(δ)	1,44	%
Deformazione massima ammissibile	(δ_{lim})	4	%
Verifica soddisfatta		SI	

Verifica delle deformazioni a lungo termine

Coefficiente di deformazione differita	(F)	2	--
Deformazione diametrale del tubo	(Δ_d)	17,74	mm
Deformazione percentuale	(δ)	2,96	%
Deformazione massima ammissibile	(δ_{lim})	4	%
Verifica soddisfatta		SI	

Verifica di instabilità all'equilibrio elastico

Fattore di progettazione	(F_d)	2	(--)
Fattore di spinta idrostatica	(R_w)	1,00	--
Coefficiente empirico supporto elastico	(B')	0,214	--
Pressione risultante dovuta ai carichi esterni	(P_{est})	128,54	kN/m ²
Pressione ammissibile di Bucking (ANSI-AWWA C950/88) - Breve termine	(Q_b)	271,97	kN/m ²

Verifica soddisfatta

SI

Pressione ammissibile di Bucking (ANSI-AWWA C950/88) - Lungo termine

(Q_a)

135,99

kN/m²

Verifica soddisfatta

SI

Calcolo del massimo sforzo di trazione

Peso specifico materiale tubazione

(γ_c)

14,70

(kN/m³)

Parametri di sollecitazione per unità di lunghezza in una tubazione interrata per diverse ampiezze d'appoggio						
CARICHI	Angolo appoggio [°]	Sforzo Normale N			Momento Flettente M	
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco
Peso proprio Q _p	180°	-0.027 Q _p	+0.260 Q _p	+0.027 Q _p	+0.028 Q _p d	-0.011 Q _p d
	120°	-0.049 Q _p	+0.250 Q _p	+0.049 Q _p	+0.030 Q _p d	-0.035 Q _p d
	90°	-0.053 Q _p	+0.250 Q _p	+0.053 Q _p	+0.030 Q _p d	-0.051 Q _p d
Peso dell'acqua Q _a	180°	-0.166 Q _a	-0.008 Q _a	-0.001 Q _a	+0.029 Q _a d	-0.031 Q _a d
	120°	-0.166 Q _a	-0.008 Q _a	-0.001 Q _a	+0.029 Q _a d	-0.031 Q _a d
	90°	-0.212 Q _a	-0.008 Q _a	-0.001 Q _a	+0.033 Q _a d	-0.039 Q _a d
Carico verticale uniforme Q	180°	0	+0.00 Q	0	+0.003 Q d	-0.003 Q d
	120°	-0.013 Q	+0.00 Q	+0.013 Q	+0.000 Q d	-0.000 Q d
	90°	-0.027 Q	+0.00 Q	+0.027 Q	+0.000 Q d	-0.000 Q d
Spinta H ₀	-	+0.5 H ₀	0	+0.5 H ₀	-0.005 H ₀ d	+0.005 H ₀ d
Spinta H ₁	-	+0.313 H ₁	0	+0.687 H ₁	-0.002 H ₁ d	+0.003 H ₁ d

	Carichi (kN/m)	Sforzo Normale N			Momento Flettente M		
		Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo	Sezione chiave	Sezione sul fianco	Sezione sul fondo
Peso proprio G _c	0.54	-0.028392	0.133926	0.028392	0.010607	-0.012535	-0.016393
Peso dell'acqua Q _a	2.41	-0.511921	-0.164201	-1.023841	0.047811	-0.056504	0.073890
Carico verticale uniforme Q	77.12	-2.082337	38.561788	2.082337	3.192916	-3.239190	3.609383
Spinta H ₀	1.42	0.707522	0	0.707522	-0.053489	0.053489	-0.053489
Spinta H ₁	1.06	0.332182	0	0.729102	-0.033112	0.040117	-0.046484
Totale	82.55	-1.583	38.532	2.524	3.165	-3.215	3.567

Tensione all'estradosso Sezione chiave

(σ_{e_chiave})

47,392

Mpa

Tensione all'intradosso Sezione chiave

(σ_{i_chiave})

-47,550

Mpa

Tensione all'estradosso Sezione sul fianco

(σ_{e_fianco})

46,293

Mpa

Tensione all'intradosso Sezione sul fianco

(σ_{i_fianco})

50,146

Mpa

Tensione all'estradosso Sezione sul fondo

(σ_{e_fondo})

53,630

Mpa

Tensione all'intradosso Sezione sul fondo

(σ_{i_fondo})

-53,377

Mpa

Tensione max

(σ_{max})

53,630

Mpa

Tensione min

(σ_{min})

-53,377

Mpa

Tensione ammissibile (in funzione del materiale della tubazione)

(σ_{amm})

55

Mpa

Verifica soddisfatta

SI

Calcolo della reazione laterale del terreno

Grado di compattazione	f_c
Assente	1-5
Scarso	6-10
Moderato	11-13
Buono	14-20

Grado di compattazione		Moderato	▼	
Fattore di compattazione	(f_c)	11	▼	--
Coefficiente rigidità terreno	(c_r)	0,40		N/cm ³
Pressione laterale terreno a breve termine	(r_{bt})	33,982		kN/m
Fattore di reazione laterale a breve termine	(R_{bt})	14,417		kN/m
Pressione laterale terreno a lungo termine	(r_{lt})	76,172		kN/m
Fattore di reazione laterale a lungo termine	(R_{lt})	32,317		kN/m