

**NUOVA S.S. 341 "GALLARATESE" - TRATTO DA SAMARATE A CONFINE
CON LA PROVINCIA DI NOVARA - TRATTO NORD**

**STRALCIO FUNZIONALE DAL KM 6+500 (SVINCOLO S.S. 336 NORD)
AL KM 8+844 (SVINCOLO AUTOSTRADA A8)
"BRETTELLA DI GALLARATE"**

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)	 Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073	 Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433	 Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102
	 Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137	 Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771	 Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588
VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Dott. Ing. Giancarlo LUONGO	RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	IL PROGETTISTA FIRMATARIO DELLA PRESTAZIONE  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI	COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI

I - PROGETTO STRUTTURALE: MURI DI SOSTEGNO

**IE - OS65 - MURO DI SOSTEGNO - RAMPA D -
SVINCOLO S.S. 336 NORD**

Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. M 533 E 1801		NOME FILE IE001-P01OS05STRRE01_B.dwg		REVISIONE B	SCALA: —
CODICE ELAB. P01OS05STRRE01					
C					
B	EMISSIONE A SEGUITO DI ISTRUTTORIA INTERNA ANAS	MARZO 2021	ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
A	EMISSIONE	LUGLIO 2020	ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI	ING. RENATO DEL PRETE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA _____	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO _____	5
2.1	Verifica agli Stati Limite di Esercizio _____	5
2.1.1	Verifiche di fessurazione _____	5
2.1.2	Verifiche delle tensioni di esercizio _____	5
3	DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (§ 10.2) _____	5
4	MATERIALI _____	7
4.1	Calcestruzzo _____	7
4.2	Acciaio per cemento armato _____	8
4.3	Durabilità, prescrizioni sui materiali, scelta degli stati limite di fessurazione e dei copriferri _____	8
5	PARAMETRI GEOTECNICI _____	10
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA _____	11
6.1	Pericolosità sismica di base _____	11
6.2	Definizione coefficienti sismici di calcolo _____	11
7	ANALISI DEI CARICHI _____	12
7.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato _____	12
7.2	Spinta orizzontale dei terreni a tergo delle pareti verticali _____	12
7.3	Carichi accidentali da traffico _____	13
7.4	Spinta laterale dovuta ai sovraccarichi accidentali _____	13
7.5	Urto veicolo in svio _____	13
7.6	Azione sismica _____	13
7.7	Sovrappinta dinamica dei terreni _____	13
8	CRITERI DI VERIFICA _____	14
8.1	Verifica agli Stati Limite Ultimi _____	14
8.2	Verifica agli Stati Limite di Esercizio _____	14
8.2.1	Verifiche di fessurazione _____	14
8.2.2	Verifiche delle tensioni di esercizio _____	15
9	RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICHE _____	15
10	CONCIO A _____	16
10.1	Descrizione dell'opera _____	16
10.1	Materiali _____	16
10.2	Geometria profilo terreno a monte del muro _____	17
10.3	Geometria muro _____	17
10.4	Stratigrafia _____	18
10.5	Condizioni di carico _____	19

10.6	Descrizione combinazioni di carico	20
10.7	Dati sismici	24
10.8	Opzioni di calcolo	24
10.9	Spinta e forze	25
10.10	Risultanti globali	27
10.11	Verifiche geotecniche	28
10.12	Sollecitazioni	31
10.13	Verifiche strutturali	33
11	CONCIO B _____	40
11.1	Descrizione dell'opera	40
12	CONCIO C _____	41
12.1	Descrizione dell'opera	41
13	CONCIO D _____	42
13.1	Descrizione dell'opera	42
14	CONCIO E _____	43
14.1	Descrizione dell'opera	43
15	LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO E LUNGHEZZE DI SOVRAPPOSIZIONE DEI FERRI DI ARMATURA _____	44
16	CEDIMENTI _____	47
16.1	Metodo di calcolo	47
16.2	Risultati	47
17	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P _____	49

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento, le verifiche strutturali e geotecniche dell'opera OS65 MURO DI SOSTEGNO della RAMPA D – SVINCOLO S.S.336 NORD, in cemento armato ordinario, del progetto esecutivo nell'ambito dei lavori inerenti la Nuova S.S. 341 "Gallaratese" nel tratto da Samarate a confine con la provincia di Novara.

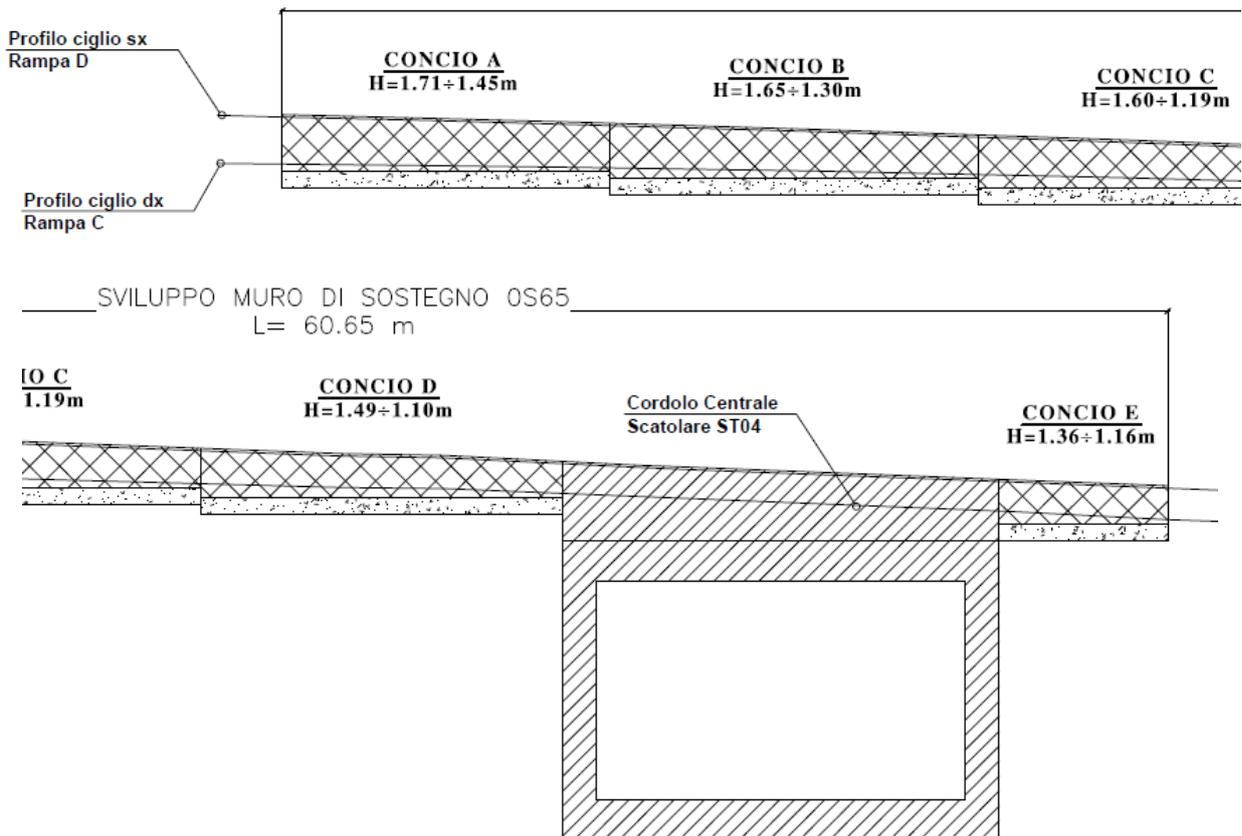
L'opera si estende per 42,75 m a monte del sottovia della Controstrada Sud e per 5,25 m a valle dello stesso. Di seguito si riportano l'inquadratura planimetrica e la sezione longitudinale dell'opera in esame.

Il muro di sostegno OS65 consiste in una struttura a mensola in c.a. gettato in opera, suddiviso in cinque conci con paramento verticale ad altezza variabile:

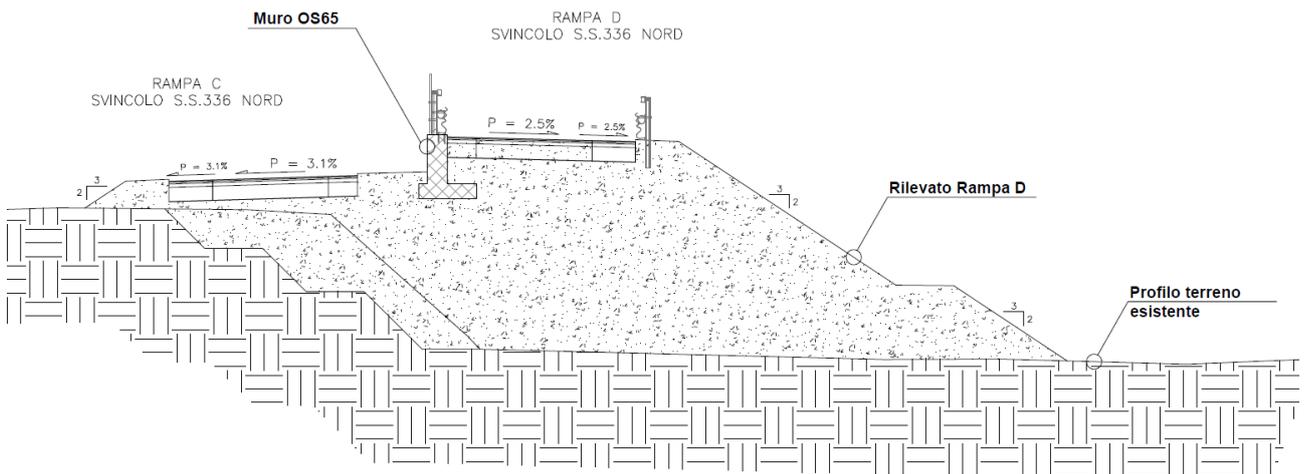
- concio A – lunghezza pari a 9,80 m e altezza del paramento variabile da 1,71 m a 1,45 m;
- concio B – lunghezza pari a 11 m e altezza del paramento variabile da 1,65 m a 1,30 m;
- concio C – lunghezza pari a 11 m e altezza del paramento variabile da 1,60 m a 1,19 m;
- concio D – lunghezza pari a 11 m e altezza del paramento variabile da 1,49 m a 1,10 m;
- concio E – lunghezza pari a 4,95 m e altezza del paramento variabile da 1,35 m a 1,15 m.



I.1 Planimetria muro di sostegno OS65



1.2 Sezione longitudinale muro di sostegno OS65



1.3 Sezione trasversale CONCIO A - muro di sostegno OS65

La relazione definisce le norme adottate e i materiali impiegati, identifica i carichi agenti e infine riporta le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

2.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica in esercizio delle sezioni nei vari elementi strutturali si articola in tre principali categorie di seguito elencate.

2.1.1 Verifiche di fessurazione

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni (D.M. del 17.01.2018 §2.5.3):

$$\begin{aligned} \text{Rara} &\rightarrow G_1+G_2+Q_{k1}+\sum i\psi_{0i}\cdot Q_{ki} \\ \text{Frequente} &\rightarrow G_1+G_2+\psi_{11}\cdot Q_{k1}+\sum i\psi_{2i}\cdot Q_{ki} \\ \text{Quasi permanente} &\rightarrow G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}+\sum i\psi_{2i}\cdot Q_{ki} \end{aligned}$$

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

T.1 Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

I valori limite di apertura delle fessure, così come definiti al §4.1.2.2.4 delle NTC2018, sono pari a:

$$w_1= 0,2 \text{ mm} \quad w_2= 0,3 \text{ mm} \quad w_3= 0,4 \text{ mm}$$

2.1.2 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

- Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio
 - combinazione rara $\sigma_{c,ad} < 0,60f_{ck}$
 - combinazione quasi permanente $\sigma_{c,ad} < 0,45f_{ck}$
 - combinazione frequente $\sigma_{c,ad} < 1,00f_{ck}$
- Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio
 - combinazione rara $\sigma_{c,ad} < 0,80f_{yk}$
 - combinazione quasi permanente $\sigma_{c,ad} < 1,00f_{yk}$
 - combinazione frequente $\sigma_{c,ad} < 1,00f_{yk}$

3 DICHIARAZIONI SECONDO N.T.C. 2018 (§ 10.2)

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. 17/07/2018.

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: 15.04.A
 Produttore: Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
 Utente: SETAC S.r.l.
 Licenza: AIU4631GP

Affidabilità dei codici di calcolo

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

Modalità di presentazione dei risultati

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

Informazioni generali sull'elaborazione

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

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

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

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

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO

Per la realizzazione delle **fondazioni dei muri** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C28/35 ($R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$	valore caratteristico della resistenza cubica a compressione
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05 \text{ MPa}$	valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 37.05 \text{ MPa}$	valore medio della resistenza cilindrica a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.835 \text{ MPa}$	valore medio della resistenza a trazione semplice
$f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.984 \text{ MPa}$	valore caratteristico (frattile 5%) della resistenza a trazione semplice
$f_{ctk}(95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 3.685 \text{ MPa}$	valore caratteristico (frattile 95%) della resistenza a trazione semplice
$f_{ctfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.40 \text{ MPa}$	valore medio della resistenza a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 32588 \text{ MPa}$	valore medio del modulo di elasticità longitudinale
$\nu = 0.15$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\alpha_{cc} = 0.85$	fattore di riduzione per carichi di lunga durata
$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 16.45 \text{ MPa}$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.32 \text{ MPa}$	valore di calcolo della resistenza a trazione
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 17.43 \text{ MPa}$	resistenza a compressione per le combinazioni di carico Rare;
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07 \text{ MPa}$	resistenza a compressione per le combinazioni di carico Quasi Permanenti
$\alpha_{th}^{dis} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$	coefficiente di espansione termica

Per la realizzazione delle **elevazioni dei muri** si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$	valore caratteristico della resistenza cubica a compressione
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$	valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione
$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ MPa}$	valore medio della resistenza cilindrica a compressione
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ MPa}$	valore medio della resistenza a trazione semplice
$f_{ctk}(5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ MPa}$	valore caratteristico (frattile 5%) della resistenza a trazione semplice
$f_{ctk}(95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 4.03 \text{ MPa}$	valore caratteristico (frattile 95%) della resistenza a trazione semplice
$f_{ctfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.72 \text{ MPa}$	valore medio della resistenza a trazione per flessione
$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} = 33643 \text{ MPa}$	valore medio del modulo di elasticità longitudinale
$\nu = 0.15$	coefficiente di Poisson
$\alpha = 1.0 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	coefficiente di dilatazione termica
$\alpha_{cc} = 0.85$	fattore di riduzione per carichi di lunga durata

$\gamma_c = 1.5$	coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 18.81 \text{ MPa}$	valore di calcolo della resistenza a compressione
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ MPa}$	valore di calcolo della resistenza a trazione
$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92 \text{ MPa}$	resistenza a compressione per le combinazioni di carico Rare;
$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$	resistenza a compressione per le combinazioni di carico Quasi Permanenti
$\alpha_{th}^{cls} = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$	coefficiente di espansione termica

4.2 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio saldabile del tipo B450C controllato in stabilimento caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$$f_{y \text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t \text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$$

L'acciaio B450C deve rispettare le caratteristiche riportate nella seguente tabella.

Proprietà	Requisito	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq 450 \text{ MPa}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq 540 \text{ MPa}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	≥ 1.15 ≤ 1.35	10.0
$(f_t/f_{y \text{ nom}})_k$	≤ 1.25	10.0
Allungamento totale al carico massimo (A_{gt})	$\geq 7.5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12$	4ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16$	5ϕ	
$16 < \phi \leq 25$	8ϕ	
$25 < \phi \leq 40$	10ϕ	

T.1 Caratteristiche dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è pari a:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$$

essendo:

$$\gamma_s = 1.15$$

il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio. L'acciaio B450C è idoneo per la realizzazione di strutture in zone sismiche, come indicato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Il modulo di elasticità è pari a:

$$- E_a = 210 \text{ 000 N/mm}^2$$

Il coefficiente di espansione termica è pari a:

$$- \alpha_{th}^a = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$$

4.3 DURABILITÀ, PRESCRIZIONI SUI MATERIALI, SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE E DEI COPRIFERRI

Il calcestruzzo deve essere in grado di resistere in maniera soddisfacente alle condizioni ambientali e di lavoro cui è sottoposto durante la vita dell'opera. Nella presente sezione si valutano pertanto le caratteristiche dei calcestruzzi (resistenza caratteristica, copriferri, ecc..) da impiegare

per la realizzazione delle diverse parti dell'opera in oggetto tali da conseguire il requisito di durabilità richiesto.

In relazione alle classi di esposizione ambientale definite nella UNI EN 206-1 e nella UNI 11104, sono state attribuite ai diversi elementi strutturali le seguenti classi di esposizione alle quali sono state associate le condizioni ambientali (vedi Tabella 4.1.III delle NTC 2018):

fondazioni muri	XC2	c.a. ordinarie
elevazioni muri	XC4	c.a. aggressive

Nella seguente tabella si riportano i valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo in funzione delle classi di esposizione (vedi Prospetto 4 delle NTC 2018) per i diversi elementi strutturali.

Classe di esposizione	Fond. muri	Elev. muri
	XC2	XC4
Massimo rapporto a/c	0.60	0.50
Minima classe di resistenza	C25/30	C32/40
Minimo contenuto in cemento	300	340

T.1 Valori limite per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

L'armatura deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto della tolleranza di posa delle armature.

La distanza tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h , ovvero:

$$c_{nom} = c_{min} + h.$$

La tolleranza di posizionamento delle armature h è assunta pari a 5 mm se vengono seguite in sistema di controllo della qualità oppure pari a 10 mm.

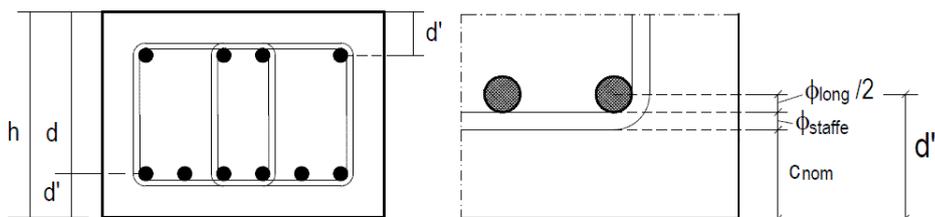
Considerata la classe di esposizione ambientale dell'opera, la tipologia dell'opera e la classe del calcestruzzo impiegato, i valori del copri ferro minimo (vedi Tabella C4.1.IV della Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7) sono riportati nella seguente tabella:

Elemento	Classe	Condizioni ambientali	Tipo elemento	Confronto classe	Copriferro minimo (mm)
Fond. muri	C28/35	ordinarie	piastra	$C_{min} \leq C < C_0$	20
Elev. muri	C32/40	aggressive	piastra	$C_{min} \leq C < C_0$	30

T.2 Copriferri minimi

I valori riportati in tabella si riferiscono ad opere, come quella in esame, con vita nominale di 50 anni, Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC 2018, (nel caso in cui $V_n=100$, i valori della Tabella C4.1.IV sono incrementati di 10 mm).

Pertanto, si assume come copriferro per i muri di sostegno un valore pari a $C_{nom}=C_{min}+h= 40$ mm.



5 PARAMETRI GEOTECNICI

I **parametri geotecnici di calcolo** utilizzati nelle verifiche geotecniche sono i seguenti valori indicati tra parentesi, corrispondenti ai valori medi del range di variabilità indicati per ogni unità geotecnica d'interesse:

Unità geotecnica	Descrizione	γ_n (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	E (MPa)
Ug1a	Ghiaia in matrice sabbiosa e sabbia con ghiaia	18-20 (19)	0-5 (3)	27-34 (30)	10-40 (25)
Ug1	Ghiaia in matrice sabbiosa	19-21 (20)	0	35-40 (37)	70-130 <25m 150-200 >25m (100)
Ug2	Sabbia e sabbia limosa con ghiaia	18-20 (19)	0-10 (5)	30-35 (32)	80-130 <25m 150-200 >25m (100)

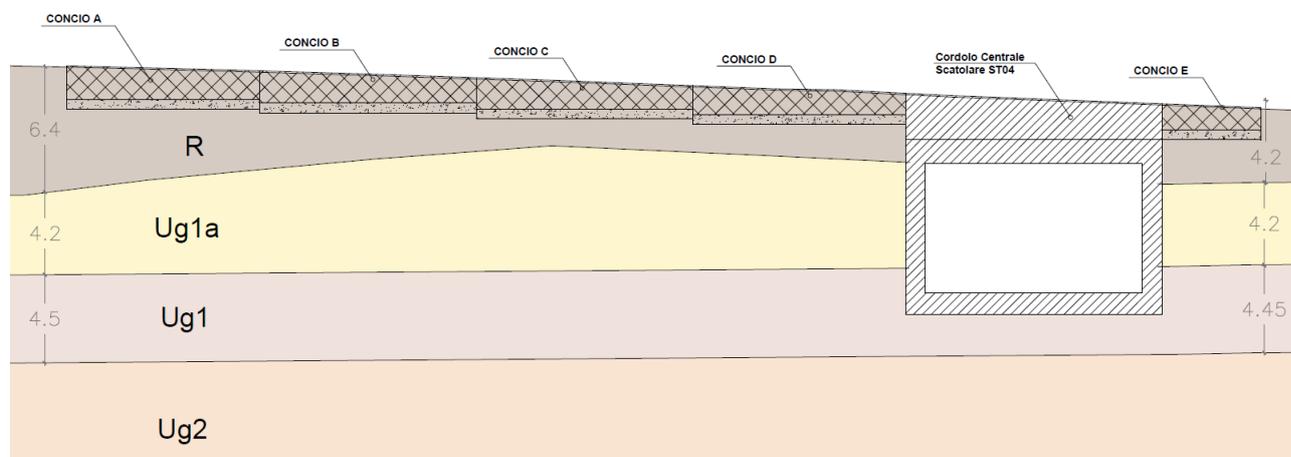
T.3 Parametri geotecnici

Le unità geotecniche Ug3 ed Ug4 sono presenti oltre i 45m, dunque non sono interessate direttamente dalle opere in progetto.

Per il corpo del rilevato sono assunti i seguenti parametri geotecnici:

corpo rilevato: $\gamma_t=19$ kN/m³ $c'=0$ kPa $\Phi'=37^\circ$

Il livello della falda risulta essere sempre profondo lungo l'intero intervento, tra i 20÷35 m di profondità rispetto al piano campagna. Pertanto, le verifiche sono state condotte trascurando la presenza della falda, in quanto non interessata direttamente o indirettamente dalla costruzione dell'opera.



I.4 Profilo geotecnico con ubicazione del muro di sostegno OS65

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

6.1 PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

Il progetto in esame ricade nel Comune di Gallarate. La pericolosità sismica, in accordo alle NTC 2018, è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite al § 3.2.1 NTC 2018, nel periodo di riferimento V_R come definito al § 2.4 NTC 2018.

Considerando un livello elevato di prestazione dell'opera in esame (Tab. 2.4.I delle NTC 2018) al quale corrisponde una vita nominale $V_N = 50$ anni e una classe d'uso IV con $C_u = 2$ (Tab. 2.4.II delle NTC 2018), si ha un periodo di riferimento $V_R = 100$ anni, corrispondente a uno stato limite di salvaguardia della vita (SLV) relativo a una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R pari al 10%

Sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica, i terreni presenti nell'area in esame appartengono alla categoria di sottosuolo C.

Per quanto riguarda il coefficiente topografico, per configurazioni topografiche semplici, si può adottare la classificazione come da Tabella 3.2.V delle NTC 2018; nel caso in esame si considera la categoria T1.

Il coefficiente S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

con

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T : coefficiente di amplificazione topografica

Definito in accordo alle espressioni e ai valori forniti nelle Tab. 3.2.IV e 3.2.V delle NTC 2018:

Nel caso specifico, riassumendo, si ha:

Parametro	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.443	0.234
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.045	0.024
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.634	2.589
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.302	0.207
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente topografico	St		T1	1.000	

T.4 Parametri per la valutazione dell'azione sismica

6.2 DEFINIZIONE COEFFICIENTI SISMICI DI CALCOLO

Il coefficiente sismico orizzontale è determinato mediante la seguente relazione:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

Il muro di sostegno può essere considerato come libero di ruotare intorno al piede. Il coefficiente β_m viene pertanto determinato secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" – § 7.11.6.2.1. I coefficienti sismici in direzione orizzontale e verticale risultano dunque pari a:

$$k_h = 0.026$$

$$k_v = 0.013$$

Lo stato limite di ribaltamento è trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e utilizzando valori di β_m incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità.

7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

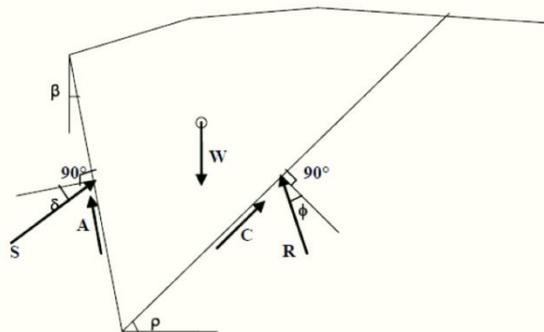
Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

Il peso proprio degli elementi strutturali è assegnato automaticamente dal software di calcolo sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche dei materiali.

7.2 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI A TERGO DELLE PARETI VERTICALI

Per la determinazione della spinta orizzontale dei terreni a tergo delle pareti verticali è stato applicato il metodo di Culmann, il quale adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb (il cuneo di spinta a monte del muro si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea). 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, iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima, 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.



1.5 Forze agenti sul cuneo di spinta

Questo processo viene implementato in modo da suddividere l'altezza della parete in tratti di ampiezza dz . In corrispondenza di ogni ordinata z_i si trova il cuneo di rottura e la spinta S_i ottenendo la distribuzione della spinta $S(z)$ lungo l'altezza della parete. Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni si ricava l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete.

7.3 CARICHI ACCIDENTALI DA TRAFFICO

Si considera a tergo del muro un sovraccarico distribuito da **20 kN/m²**, a simulare il carico variabile da traffico.

7.4 SPINTA LATERALE DOVUTA AI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

La spinta dovuta ai sovraccarichi accidentali viene valutata mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale;
- k è il coefficiente di spinta del terreno funzione delle condizioni del terreno a tergo del muro;
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno.

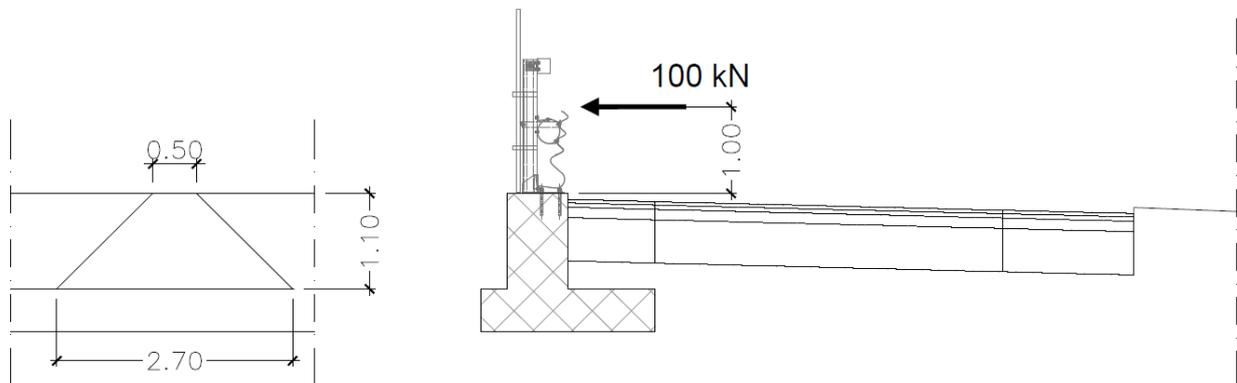
7.5 URTO VEICOLO IN SVIO

Al fine di tenere conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza, si considera una forza orizzontale di 100 kN agente 1.00m sopra il livello del piano di marcia ed applicata su una linea da 0.5m, amplificata con un fattore pari a 1,50 conformemente ai §3.6.3.3.2 e §5.1.3.10 del D.M. 14/01/2018. Tale forza si diffonde a 45° sul paramento verticale del muro per cui in corrispondenza della testa del muro viene applicata una forza e una coppia equivalente considerando una sezione trasversale di 1.00m:

Considerando cautelativamente la minore altezza del muro di sostegno OS65, la forza applicata al guard-rail diffonde sul paramento verticale chiamando a collaborare una lunghezza pari a 2,7 m, la quale rappresenta la ripartizione a 45° dell'altezza dalla piastra del guard-rail allo spiccatto di fondazione.

$$F_y = (100\text{kN} \cdot 1,5/2,7) \cdot 1\text{m} = 55,5 \text{ kN}$$

$$M_x = 55,5 \text{ kN} \cdot 1\text{m} = 55,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Nel caso in esame non è stata considerata l'azione stabilizzante dei carichi verticali dovuti ai veicoli viaggianti.

7.6 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 17.01.2018 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

7.7 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si è fatto 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 parte 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 stato applicato nello 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 sono state 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 soletta di fondazione di monte ed i relativi sovraccarichi e viene applicata nel baricentro dei pesi.

La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che si individuano nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2) generate con le seguenti modalità:

- caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G , γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno.
- caso A2-M2: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ($\tan(\Phi)$, c' o c_u) secondo i coefficienti parziali ($\gamma_{\tan\Phi}$, $\gamma_{c'}$, γ_{c_u} , γ_u) definiti da normativa. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.14. del D.M.17/01/2018.

Nei successivi paragrafi saranno condotte le verifiche per le condizioni di carico più gravose (considerando le combinazioni di carico che portano rispettivamente ai valori massimi di azione assiale, momento flettente e taglio), nelle sezioni significative.

8.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica in esercizio delle sezioni nei vari elementi strutturali si articola in tre principali categorie di seguito elencate.

8.2.1 Verifiche di fessurazione

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni (D.M. del 17.01.2018 §2.5.3):

Rara $\rightarrow G_1+G_2 + Q_{k1} + \sum i\psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Frequente $\rightarrow G_1+G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum i\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente $\rightarrow G_1+G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum i\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

T.5 Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

I valori limite di apertura delle fessure, così come definiti al §4.1.2.2.4 delle NTC2018, sono pari a:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

8.2.2 Verifiche delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

- Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio
 - combinazione rara $\sigma_{c,ad} < 0,60f_{ck}$
 - combinazione quasi permanente $\sigma_{c,ad} < 0,45f_{ck}$
 - combinazione frequente $\sigma_{c,ad} < 1,00f_{ck}$
- Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio
 - combinazione rara $\sigma_{c,ad} < 0,80f_{yk}$
 - combinazione quasi permanente $\sigma_{c,ad} < 1,00f_{yk}$
 - combinazione frequente $\sigma_{c,ad} < 1,00f_{yk}$

9 RISULTATI DELLE VERIFICHE DI STABILITÀ GEOTECNICHE

Nell'output di calcolo, riportato nel successivo paragrafo, è possibile esaminare in dettaglio la combinazione di carico per ciascuna condizione di calcolo.

Si riportano di seguito tutti i risultati delle verifiche geotecniche effettuate, le quali risultano essere tutte positive.

- Verifica a scorrimento FS= 2,35
- Verifica a ribaltamento FS= 7,08
- Verifica stabilità globale FS= 2,31
- Verifica carico limite FS= 16,05

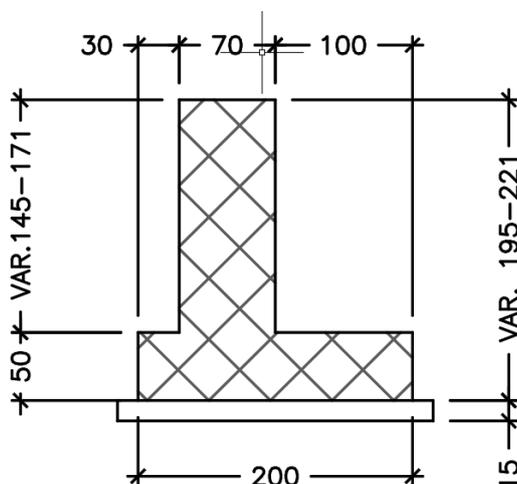
10 CONCIO A

10.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il concio A si estende per una lunghezza pari a 9.80 m e presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza della ciabatta di fondazione pari a 2.00 m, di cui 0.30 m lato valle e 1.00 m lato monte;
- spessore della ciabatta di fondazione pari a 0.50 m.
- altezza del paramento in elevazione variabile da un minimo di 1.45 m a un massimo di 1.71m;
- spessore del paramento pari a 0.70 m.

Si riportano nell'immagine seguente le caratteristiche geometriche dell'opera.



1.6 Sezione trasversale CONCIO A

Il dimensionamento e le verifiche strutturali sono state eseguite sulla sezione del concio A a maggiore elevazione (altezza del paramento pari a 1.71 m), la quale risulta essere la più sollecitata.

10.1 MATERIALI

Simbologia adottata

n° Indice materiale

Descr Descrizione del materiale

Calcestruzzo armato

C Classe di resistenza del cls

A Classe di resistenza dell'acciaio

γ Peso specifico, espresso in [kN/mc]

R_{ck} Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]

E Modulo elastico, espresso in [kPa]

ν Coeff. di Poisson

n Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls

ntc Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ [kN/mc]	R_{ck} [kPa]	E [kPa]	ν	n	ntc
5	C32/40	C32/40	B450C	24,5170	40000	33642648	0.30	15.00	0.50
6	C28/35	C28/35	B450C	24,5170	35000	32587986	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f_{yk} [kPa]	f_{uk} [kPa]
B450C	450000	540000

10.2 GEOMETRIA PROFILO TERRENO A MONTE DEL MURO
Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	0,00	-0,07	0.000
2	8,00	-0,07	0.000
3	15,50	-5,22	-34.476
4	17,50	-5,22	0.000
5	20,00	-6,23	-21.999
6	22,00	-6,23	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

10.3 GEOMETRIA MURO

Lunghezza muro 9,90 [m]

Paramento

Materiale	C32/40	
Altezza paramento	1,71	[m]
Altezza paramento libero	1,30	[m]
Spessore in sommità	0,70	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,70	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	0,00	[°]

Fondazione

Materiale	C28/35	
Lunghezza mensola di valle	0,30	[m]
Lunghezza mensola di monte	1,00	[m]
Lunghezza totale	2,00	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	0,50	[m]
Spessore magrone	0,15	[m]

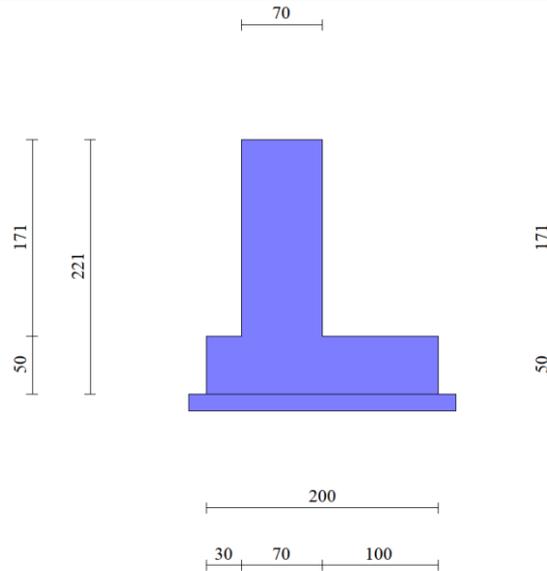


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

10.4 STRATIGRAFIA

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]
c _a	Adesione terra-muro espressa in [kPa]
<u>Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix</u>	
Cesp	Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
τ_l	Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c _a [kPa]
1	Rilevato	19,0000	37.000	24.667	0	0
2	Ug1a	19,0000	30.000	20.000	3	2
3	Ug1<25m	20,0000	37.000	24.667	0	0

Parametri di deformabilità

Simbologia adottata

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]

n°	Descr	E [kPa]
1	Rilevato	100000
2	Ug1a	25000
3	Ug1<25m	100000

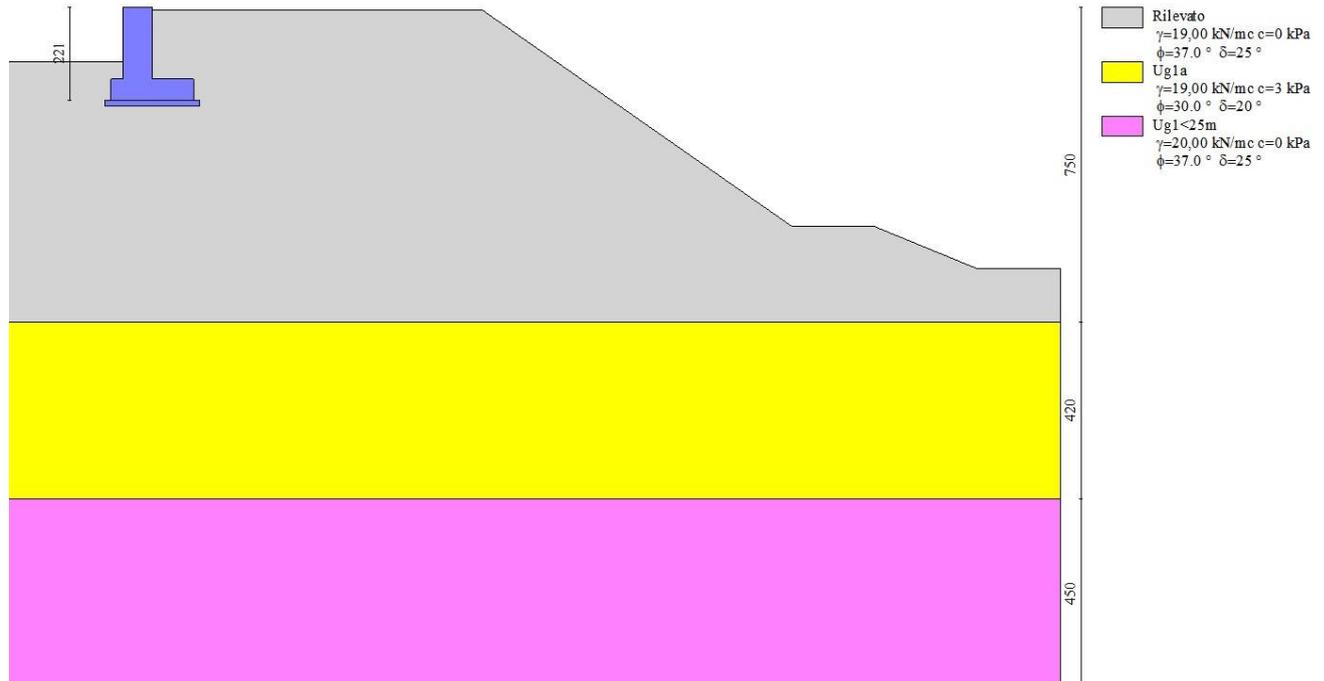


Fig. 2 - Stratigrafia

10.5 CONDIZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
- F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
- F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
- M Momento espresso in [kNm]
- X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
- X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
- Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kN]
- Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kN]

Condizione n° 1 (TRAFFICO) - VARIABILE TF

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.75$ - $\Psi_1=0.75$ - $\Psi_2=0.20$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Distribuito					0,10	8,00	20,0000	20,0000

Condizione n° 2 (Urto veicolo) - ECCEZIONALE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Concentrato	Paramento	0,00; 0,00	55,5000	0,0000	55,5000				

Condizione n° 3 (Condizione 3) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00$ - $\Psi_1=1.00$ - $\Psi_2=1.00$

Condizione n° 4 (Condizione 4) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00$ - $\Psi_1=1.00$ - $\Psi_2=1.00$

Condizione n° 5 (Condizione 5) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1,fav}$	1.00	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1,sfav}$	1.00	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2,fav}$	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q,sfav}$	1.00	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT,fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT,sfav}$	1.00	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unita di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

10.6 DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} Q_{k2} + \gamma_{Q3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{1,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. per I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

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	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - 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	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3)

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

Combinazione n° 4 - 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

Combinazione n° 5 - 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	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - 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

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.15	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2)

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

Combinazione n° 10 - 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

Combinazione n° 11 - 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	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - 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

Combinazione n° 13 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.35	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - 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	0.20	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

Combinazione n° 16 - 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

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.00	0.20	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

Combinazione n° 19 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.00	0.20	Sfavorevole
Urto veicolo	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 20 - SLER

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° 21 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.00	0.75	Sfavorevole

Combinazione n° 22 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 23 - SLER

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

Combinazione n° 24 - SLEF

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

Combinazione n° 25 - SLEQ

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

Combinazione n° 26 - SLEQ H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 27 - SLEQ H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
TRAFFICO	1.00	0.20	Sfavorevole

10.7 DATI SISMICI

Comune	Gallarate
Provincia	Varese
Regione	Lombardia
Latitudine	45.660202
Longitudine	8.793484
Indice punti di interpolazione	11367 - 11368 - 11146 - 11145
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.443	0.234
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.045	0.024
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.634	2.589
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.302	0.207
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.380	2.574	1.287
Ultimo - Ribaltamento	0.570	3.861	1.930
Esercizio	0.470	1.684	0.842

 Forma diagramma incremento sismico **Stessa forma del diagramma statico**

10.8 OPZIONI DI CALCOLO

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof	
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_c$)	Larghezza ridotta (B')
Fattori di forma e inclinazione del carico	Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra	

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00

Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni NO
 Considera terreno sulla fondazione di valle NO
 Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

Spostamenti

Metodo di calcolo (per sole combinazioni SLD) Richards-Elms
 Spostamento limite 2,00 [cm]

Cedimenti

Metodo di calcolo delle tensioni Boussinesq
 Metodo di calcolo dei cedimenti Elastico
 Profondità calcolo cedimenti Automatica
 ΔH massimo suddivisione strati 1,00 [m]

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

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

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD eseguite. Struttura in classe d'uso III o IV

Condizioni ambientali Aggressive
 Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile
 Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.

Valori limite aperture delle fessure:

$$w_1=0.20$$

$$w_2=0.30$$

$$w_3=0.40$$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	0.60 f_{ck}	0.80 f_{yk}
Frequente	1.00 f_{ck}	1.00 f_{yk}
Quasi permanente	0.45 f_{ck}	1.00 f_{yk}

10.9 SPINTA E FORZE

Simbologia adottata

Ic Indice della combinazione
 A Tipo azione
 I Inclinazione della spinta, espressa in [°]
 V Valore dell'azione, espressa in [kN]
 C_X, C_Y Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
 P_X, P_Y Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V	I	C _X	C _Y	P _X	P _Y
		[kN]	[°]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
1	Spinta statica	25,81	24,67	23,45	10,77	1,00	-1,32
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	55,46/0,00	0,50	-0,89
2	Spinta statica	11,75	24,67	10,68	4,90	1,00	-1,44
	Incremento di spinta sismica		0,88	0,80	0,37	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			1,39	53,86/0,69	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,89	34,76/0,45	0,50	-0,89
3	Spinta statica	12,77	24,67	11,60	5,33	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	31,16/0,00	0,50	-0,89
4	Spinta statica	9,82	24,67	8,92	4,10	1,00	-1,50
	Incremento di spinta sismica		0,74	0,67	0,31	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			1,39	53,86/0,69	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,80	31,16/0,40	0,50	-0,89
5	Spinta statica	11,75	24,67	10,68	4,90	1,00	-1,44
	Incremento di spinta sismica		0,58	0,53	0,24	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			1,39	53,86/-0,69	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,89	34,76/-0,45	0,50	-0,89
6	Spinta statica	9,82	24,67	8,92	4,10	1,00	-1,50
	Incremento di spinta sismica		0,48	0,44	0,20	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			1,39	53,86/-0,69	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,80	31,16/-0,40	0,50	-0,89
19	Spinta statica	11,75	24,67	10,68	4,90	1,00	-1,44
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	34,76/0,00	0,50	-0,89
	Risultante forze sul muro			55,50	0,00	--	--
20	Spinta statica	19,48	24,67	17,70	8,13	1,00	-1,32
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	49,16/0,00	0,50	-0,89
21	Spinta statica	17,07	24,67	15,51	7,12	1,00	-1,35
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	44,66/0,00	0,50	-0,89
22	Spinta statica	11,75	24,67	10,68	4,90	1,00	-1,44
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	34,76/0,00	0,50	-0,89
23	Spinta statica	9,82	24,67	8,92	4,10	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	31,16/0,00	0,50	-0,89
24	Spinta statica	9,82	24,67	8,92	4,10	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	31,16/0,00	0,50	-0,89
25	Spinta statica	9,82	24,67	8,92	4,10	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			0,00	53,86/0,00	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	31,16/0,00	0,50	-0,89
26	Spinta statica	11,75	24,67	10,68	4,90	1,00	-1,44
	Incremento di spinta sismica		0,57	0,52	0,24	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			0,91	53,86/0,45	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,59	34,76/0,29	0,50	-0,89
27	Spinta statica	11,75	24,67	10,68	4,90	1,00	-1,44
	Incremento di spinta sismica		0,37	0,34	0,16	1,00	-1,50
	Peso/Inerzia muro			0,91	53,86/-0,45	-0,19	-1,36
	Peso/Inerzia terrapieno			0,59	34,76/-0,29	0,50	-0,89

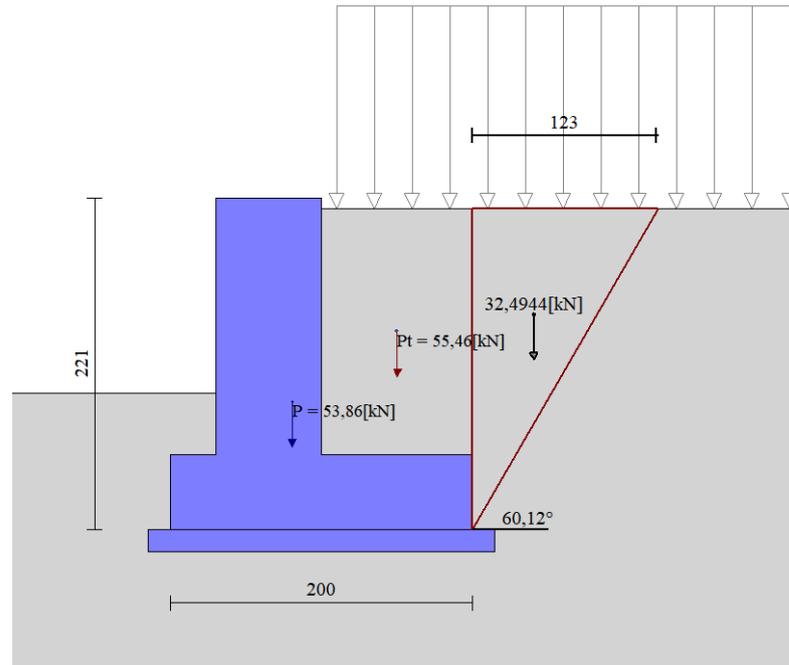


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

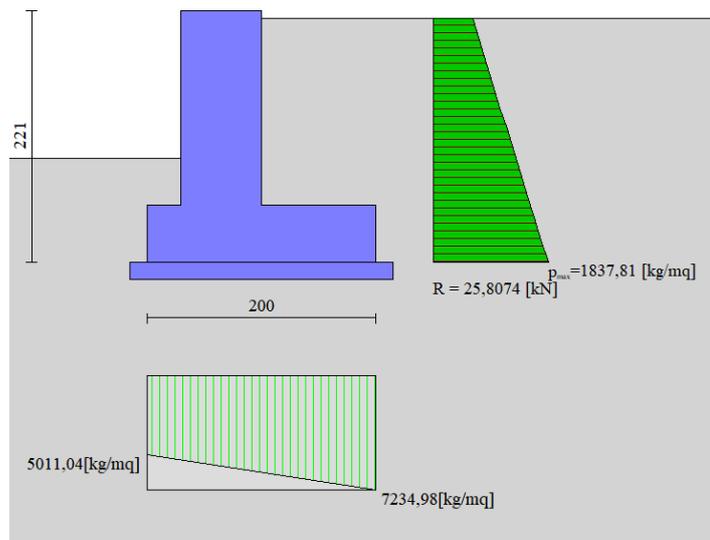


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

10.10 RISULTANTI GLOBALI

Simbologia adottata

- Cmb Indice/Tipo combinazione
- N Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
- T Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
- M_r Momento ribaltante, espresso in [kNm]
- M_s Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
- ecc Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	120,09	23,45	20,96	148,32	-0,061
2 - STR (A1-M1-R3)	95,04	13,76	11,18	107,51	-0,014
3 - STR (A1-M1-R3)	90,35	11,60	8,28	100,99	-0,026
4 - STR (A1-M1-R3)	90,52	11,78	9,09	100,31	-0,008
5 - STR (A1-M1-R3)	92,63	13,49	12,22	106,02	-0,013

Ic	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
6 - STR (A1-M1-R3)	88,23	11,55	10,08	98,93	-0,007
7 - GEO (A2-M2-R2)	114,85	24,83	22,42	139,63	-0,021
8 - GEO (A2-M2-R2)	95,04	13,76	11,18	107,51	-0,014
9 - GEO (A2-M2-R2)	89,31	11,65	8,32	98,89	-0,014
10 - GEO (A2-M2-R2)	90,52	11,78	9,09	100,31	-0,008
11 - GEO (A2-M2-R2)	92,63	13,49	12,22	106,02	-0,013
12 - GEO (A2-M2-R2)	88,23	11,55	10,08	98,93	-0,007
13 - EQU (A1-M1-R3)	120,09	23,45	20,96	148,32	-0,061
14 - EQU (A1-M1-R3)	95,80	15,32	12,66	108,50	-0,001
15 - EQU (A1-M1-R3)	90,35	11,60	8,28	100,99	-0,026
16 - EQU (A1-M1-R3)	91,23	13,22	10,45	101,20	0,005
17 - EQU (A1-M1-R3)	92,19	14,90	14,21	106,28	0,001
18 - EQU (A1-M1-R3)	87,79	12,88	11,95	99,15	0,007
19 - ECC	93,53	66,18	186,40	105,54	1,865
20 - SLER	111,15	17,70	15,76	133,59	-0,060
21 - SLEF	105,65	15,51	13,41	124,83	-0,055
22 - SLEQ	93,53	10,68	8,25	105,54	-0,040
23 - SLER	89,12	8,92	6,37	98,53	-0,034
24 - SLEF	89,12	8,92	6,37	98,53	-0,034
25 - SLEQ	89,12	8,92	6,37	98,53	-0,034
26 - SLEQ	94,51	12,69	10,16	106,83	-0,023
27 - SLEQ	92,94	12,51	10,84	105,85	-0,022

10.11 VERIFICHE GEOTECNICHE

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)		2.352		16.046			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	3.172		25.791			
3 - STR (A1-M1-R3)		3.576		27.339			
4 - STR (A1-M1-R3)	H + V	3.529		28.764			
5 - STR (A1-M1-R3)	H - V	3.154		26.483			
6 - STR (A1-M1-R3)	H - V	3.508		29.540			
7 - GEO (A2-M2-R2)					2.310		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				3.672		
9 - GEO (A2-M2-R2)					3.597		
10 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				4.072		
11 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				3.663		
12 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				4.062		
13 - EQU (A1-M1-R3)			7.077				
14 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		8.573				
15 - EQU (A1-M1-R3)			12.198				
16 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		9.683				
17 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		7.479				
18 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		8.296				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]

R Resistenza allo scorrimento (somma di $R_{sa}+R_{pt}+R_{ps}+R_p$), espresso in [kN]
 T Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	R _{sa} [kN]	R _{pt} [kN]	R _{ps} [kN]	R _p [kN]	R _t [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	55,15	0,00	0,00	--	--	55,15	23,45	2.352

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 N Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
 Qu carico limite del terreno, espresso in [kN]
 Qd Portanza di progetto, espresso in [kN]
 FS Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	120,09	1927,06	1376,47	16.046

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 N_c, N_q, N_γ Fattori di capacità portante
 i_c, i_q, i_γ Fattori di inclinazione del carico
 d_c, d_q, d_γ Fattori di profondità del piano di posa
 g_c, g_q, g_γ Fattori di inclinazione del profilo topografico
 b_c, b_q, b_γ Fattori di inclinazione del piano di posa
 s_c, s_q, s_γ Fattori di forma della fondazione
 p_c, p_q, p_γ Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
 Re Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
 I_r, I_{rc} Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
 r_γ Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B\gamma N_\gamma$ viene moltiplicato per questo fattore
 D Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
 B' Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
 H Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
 γ Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
 φ Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
 c Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]
 Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '-' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	N _c N _q N _γ	i _c i _q i _γ	d _c d _q d _γ	g _c g _q g _γ	b _c b _q b _γ	s _c s _q s _γ	p _c p _q p _γ	I _r	I _{rc}	Re	r _γ
1	55.630 42.920 53.271	0.770 0.770 0.492	1.183 1.091 1.091	-- -- --	-- -- --	-- -- --	-- -- --	--	--	0.826	1.000

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0,91	2,00	2,01	19,00	37,00	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
 M_s 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 [kNm]	Mr [kNm]	FS
13 - EQU (A1-M1-R3)	148,32	20,96	7.077

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 [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-0,50; 1,00	3,55	2.310

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
 Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
 W peso della striscia espresso in [kN]
 Qy carico sulla striscia espresso in [kN]
 Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	1,32	5,63	0,00	2,90 - 0,24	66.628	31.083	0	0,0	
2	3,57	5,63	0,00	0,24	58.774	31.083	0	0,0	
3	5,23	5,63	0,00	0,24	51.776	31.083	0	0,0	
4	6,54	5,63	0,00	0,24	45.757	31.083	0	0,0	
5	7,60	5,63	0,00	0,24	40.340	31.083	0	0,0	
6	8,49	5,63	0,00	0,24	35.332	31.083	0	0,0	
7	9,23	5,63	0,00	0,24	30.620	31.083	0	0,0	
8	10,01	5,63	0,00	0,24	26.129	31.083	0	0,0	
9	11,03	5,63	0,00	0,24	21.806	31.083	0	0,0	
10	11,43	5,63	0,00	0,24	17.611	31.083	0	0,0	
11	11,75	5,63	0,00	0,24	13.511	31.083	0	0,0	
12	11,36	2,47	0,00	0,24	9.481	31.083	0	0,0	
13	14,77	0,00	0,00	0,24	5.499	31.083	0	0,0	
14	14,84	0,00	0,00	0,24	1.543	31.083	0	0,0	
15	12,39	0,00	0,00	0,24	-2.406	31.083	0	0,0	
16	7,37	0,00	0,00	0,24	-6.366	31.083	0	0,0	
17	5,55	0,00	0,00	0,24	-10.357	31.083	0	0,0	
18	5,30	0,00	0,00	0,24	-14.400	31.083	0	0,0	
19	4,96	0,00	0,00	0,24	-18.518	31.083	0	0,0	
20	4,53	0,00	0,00	0,24	-22.739	31.083	0	0,0	
21	4,00	0,00	0,00	0,24	-27.095	31.083	0	0,0	
22	3,36	0,00	0,00	0,24	-31.629	31.083	0	0,0	
23	2,59	0,00	0,00	0,24	-36.398	31.083	0	0,0	
24	1,67	0,00	0,00	0,24	-41.484	31.083	0	0,0	
25	0,56	0,00	0,00	-3,22 - 0,24	-45.714	31.083	0	0,0	

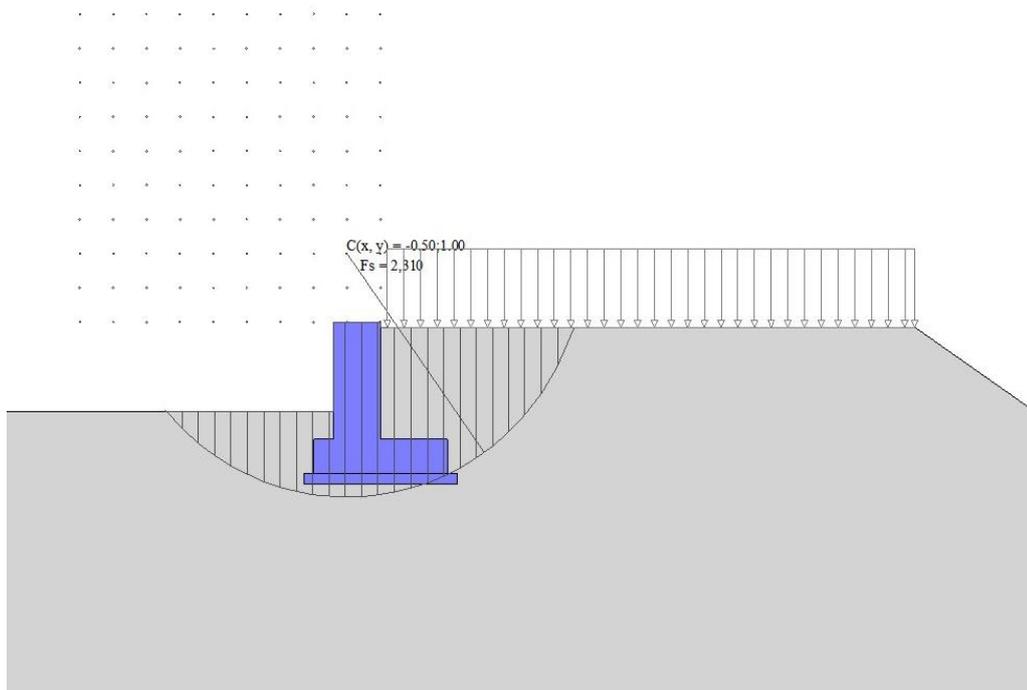


Fig. 14 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 7)

10.12 SOLLECITAZIONI

Elementi calcolati a trave

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)

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0,00	0,00	0,00	0,00	55,50	0,00	55,50
2	-0,09	1,63	1,63	0,00	55,51	0,00	60,77
3	-0,19	3,26	3,26	0,03	55,57	0,00	66,05
4	-0,28	4,89	4,89	0,09	55,67	0,01	71,33
5	-0,38	6,52	6,52	0,19	55,82	0,02	76,63
6	-0,47	8,15	8,15	0,32	56,02	0,04	81,94
7	-0,57	9,78	9,78	0,49	56,26	0,08	87,27
8	-0,66	11,41	11,41	0,69	56,54	0,14	92,63
9	-0,76	13,04	13,04	0,93	56,86	0,21	98,02
10	-0,85	14,67	14,67	1,20	57,21	0,32	103,43
11	-0,95	16,30	16,30	1,51	57,59	0,44	108,89
12	-1,04	17,93	17,93	1,85	58,01	0,60	114,38
13	-1,14	19,56	19,56	2,23	58,47	0,80	119,91
14	-1,23	21,19	21,19	2,65	58,96	1,03	125,49
15	-1,33	22,83	22,83	3,10	59,49	1,30	131,11
16	-1,43	24,46	24,46	3,58	60,05	1,62	136,79
17	-1,52	26,09	26,09	4,10	60,65	1,98	142,53
18	-1,61	27,72	27,72	4,65	61,28	2,40	148,32
19	-1,71	29,35	29,35	5,24	61,95	2,87	154,17

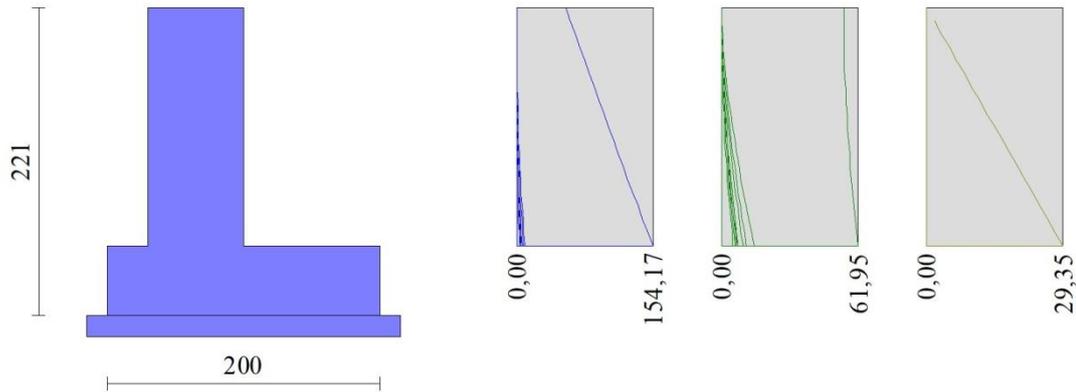


Fig. 15 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	-1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,93	0,00	0,00	-0,92	2,80	-0,03	0,10
3	-0,85	0,00	0,00	-1,84	5,66	-0,14	0,42
4	-0,77	0,00	0,00	-2,76	8,57	-0,31	0,95
5	-0,70	0,00	0,00	-3,68	11,56	-0,55	1,71
6	0,00	0,00	0,00	-47,02	3,42	-23,51	2,09
7	0,10	0,00	0,00	-42,68	3,28	-19,20	1,75
8	0,20	0,00	0,00	-37,93	3,10	-15,17	1,44
9	0,30	0,00	0,00	-33,19	2,87	-11,62	1,14
10	0,40	0,00	0,00	-28,45	2,60	-8,54	0,86
11	0,50	0,00	0,00	-23,71	2,28	-5,93	0,62
12	0,60	0,00	0,00	-18,97	1,92	-3,79	0,41
13	0,70	0,00	0,00	-14,23	1,51	-2,13	0,24
14	0,80	0,00	0,00	-9,48	1,05	-0,95	0,11
15	0,90	0,00	0,00	-4,74	0,55	-0,24	0,03
16	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

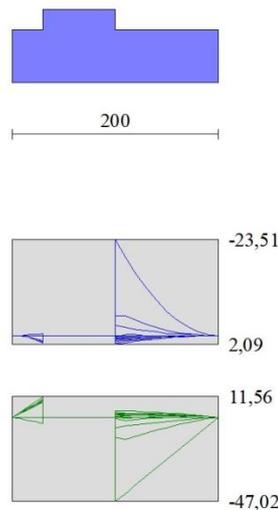


Fig. 16 - Fondazione

10.13 VERIFICHE STRUTTURALI

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espressa in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzso normale agente espressa in [kN]
Mu	momento ultimi espresso in [kNm]
Nu	sforzso normale ultimo espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	70	10,05	10,05	55,50	0,00	284,80	0,00	5.132
2	100	70	10,05	10,05	60,77	1,63	287,17	7,70	4.725
3	100	70	10,05	10,05	66,05	3,26	289,18	14,28	4.378
4	100	70	10,05	10,05	71,33	4,89	290,92	19,95	4.078
5	100	70	10,05	10,05	76,63	6,52	292,43	24,89	3.816
6	100	70	10,05	10,05	81,94	8,15	293,76	29,23	3.585
7	100	70	10,05	10,05	87,27	9,78	294,94	33,06	3.379
8	100	70	10,05	10,05	92,63	11,41	295,98	36,47	3.195
9	100	70	10,05	10,05	98,02	13,04	296,92	39,51	3.029
10	100	70	10,05	10,05	103,43	14,67	297,75	42,24	2.879
11	100	70	10,05	10,05	108,89	16,30	298,50	44,70	2.741
12	100	70	10,05	10,05	114,38	17,93	299,18	46,91	2.616
13	100	70	10,05	10,05	119,91	19,56	299,80	48,91	2.500
14	100	70	10,05	10,05	125,49	21,19	300,35	50,73	2.393
15	100	70	10,05	10,05	131,11	22,83	300,86	52,38	2.295
16	100	70	10,05	10,05	136,79	24,46	301,32	53,87	2.203
17	100	70	10,05	10,05	142,53	26,09	301,73	55,23	2.117
18	100	70	10,05	10,05	148,32	27,72	302,11	56,46	2.037
19	100	70	10,05	10,05	154,17	29,35	302,45	57,57	1.962

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000
2	100	50	10,05	10,05	0,10	0,00	168,64	0,00	1613.711
3	100	50	10,05	10,05	0,42	0,00	168,64	0,00	400.489
4	100	50	10,05	10,05	0,95	0,00	168,64	0,00	176.708
5	100	50	10,05	10,05	1,71	0,00	168,64	0,00	98.685
6	100	50	10,05	10,05	-23,51	0,00	-195,96	0,00	8.336
7	100	50	10,05	10,05	-19,20	0,00	-195,96	0,00	10.204
8	100	50	10,05	10,05	-15,17	0,00	-195,96	0,00	12.914
9	100	50	10,05	10,05	-11,62	0,00	-195,96	0,00	16.868
10	100	50	10,05	10,05	-8,54	0,00	-195,96	0,00	22.959
11	100	50	10,05	10,05	-5,93	0,00	-195,96	0,00	33.061
12	100	50	10,05	10,05	-3,79	0,00	-195,96	0,00	51.658
13	100	50	10,05	10,05	-2,13	0,00	-195,96	0,00	91.836
14	100	50	10,05	10,05	-0,95	0,00	-195,96	0,00	206.631
15	100	50	10,05	10,05	-0,24	0,00	-195,96	0,00	826.526
16	100	50	10,05	10,05	0,00	0,00	0,00	0,00	100000.000

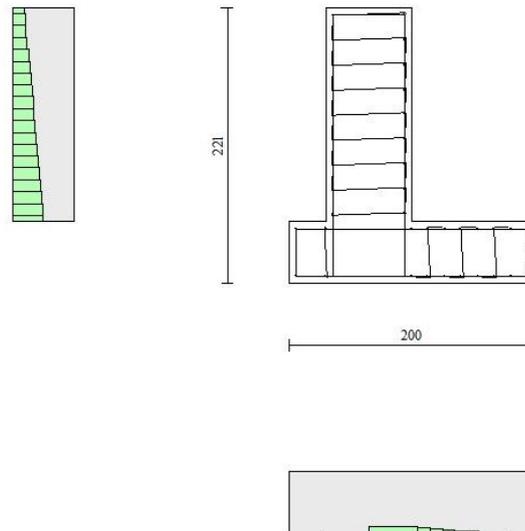


Fig. 17 - Paramento (Inviluppo)

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

- Is indice sezione
- Y ordinata sezione espressa in [m]
- B larghezza sezione espressa in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- A_{sw} area ferri a taglio espresso in [cm²]
- $\cot\theta$ 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)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A_{sw} [cm ²]	$\cot\theta$	V_{Rcd} [kN]	V_{Rsd} [kN]	V_{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	70	0,00	--	0,00	0,00	264,29	55,50	4.762
2	100	70	0,00	--	0,00	0,00	264,52	55,51	4.765
3	100	70	0,00	--	0,00	0,00	264,74	55,57	4.765
4	100	70	0,00	--	0,00	0,00	264,97	55,67	4.760
5	100	70	0,00	--	0,00	0,00	265,19	55,82	4.751
6	100	70	0,00	--	0,00	0,00	265,42	56,02	4.738
7	100	70	0,00	--	0,00	0,00	265,64	56,26	4.721
8	100	70	0,00	--	0,00	0,00	265,87	56,54	4.702
9	100	70	0,00	--	0,00	0,00	266,09	56,86	4.680
10	100	70	0,00	--	0,00	0,00	266,32	57,21	4.655
11	100	70	0,00	--	0,00	0,00	266,54	57,59	4.628
12	100	70	0,00	--	0,00	0,00	266,77	58,01	4.598
13	100	70	0,00	--	0,00	0,00	266,99	58,47	4.566
14	100	70	0,00	--	0,00	0,00	267,22	58,96	4.532
15	100	70	0,00	--	0,00	0,00	267,44	59,49	4.496
16	100	70	0,00	--	0,00	0,00	267,67	60,05	4.458
17	100	70	0,00	--	0,00	0,00	267,89	60,65	4.417
18	100	70	0,00	--	0,00	0,00	268,12	61,28	4.375
19	100	70	0,00	--	0,00	0,00	268,34	61,95	4.332

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	0,00	100.000
2	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-2,80	75.693
3	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-5,66	37.436
4	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-8,57	24.689
5	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-11,56	18.320
6	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-47,02	4.503
7	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-42,68	4.961
8	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-37,93	5.581
9	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-33,19	6.378
10	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-28,45	7.441
11	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-23,71	8.929
12	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-18,97	11.162
13	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-14,23	14.882
14	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-9,48	22.323
15	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	-4,74	44.647
16	100	50	0,00	--	0,00	0,00	211,71	0,00	100.000

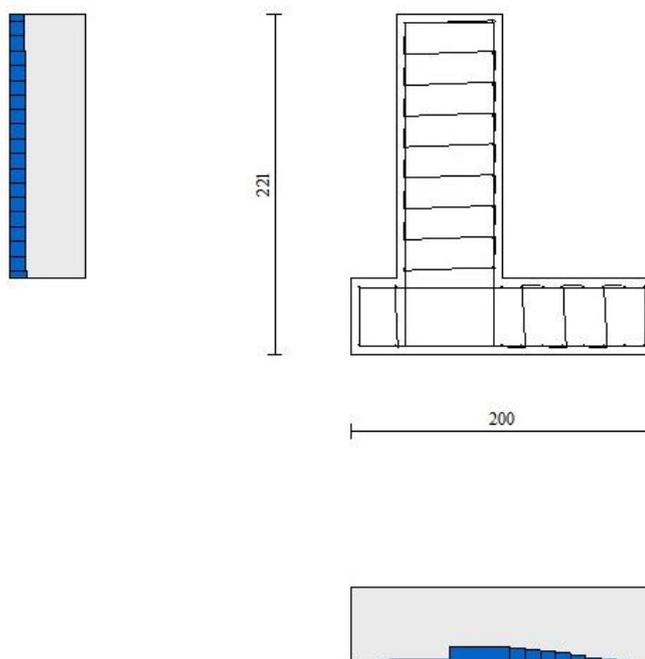


Fig. 18 - Paramento (Inviluppo)

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espresso in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ _c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ _{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ _{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER
Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	70	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (20)	0 (20)	0 (20)
2	100	70	10,05	10,05	0,00	1,63	2 (20)	33 (23)	34 (20)
3	100	70	10,05	10,05	0,00	3,26	5 (20)	67 (23)	69 (20)
4	100	70	10,05	10,05	0,01	4,89	7 (20)	100 (23)	107 (20)
5	100	70	10,05	10,05	0,02	6,52	10 (20)	131 (23)	150 (20)
6	100	70	10,05	10,05	0,04	8,15	14 (20)	161 (23)	199 (20)
7	100	70	10,05	10,05	0,08	9,78	18 (20)	189 (23)	254 (20)
8	100	70	10,05	10,05	0,14	11,41	22 (20)	215 (23)	317 (20)
9	100	70	10,05	10,05	0,21	13,04	27 (20)	238 (23)	387 (20)
10	100	70	10,05	10,05	0,32	14,67	33 (20)	257 (23)	467 (20)
11	100	70	10,05	10,05	0,44	16,30	40 (20)	272 (23)	555 (20)
12	100	70	10,05	10,05	0,60	17,93	47 (20)	283 (23)	653 (20)
13	100	70	10,05	10,05	0,80	19,56	55 (20)	289 (23)	762 (20)
14	100	70	10,05	10,05	1,03	21,19	65 (20)	290 (23)	887 (20)
15	100	70	10,05	10,05	1,30	22,83	76 (20)	285 (23)	1033 (20)
16	100	70	10,05	10,05	4,58	24,46	90 (20)	310 (20)	1205 (20)
17	100	70	10,05	10,05	5,43	26,09	106 (20)	569 (20)	1407 (20)
18	100	70	10,05	10,05	6,36	27,72	126 (20)	947 (20)	1643 (20)
19	100	70	10,05	10,05	7,38	29,35	149 (20)	1476 (20)	1913 (20)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 17430 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	50	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (20)	0 (20)	0 (20)
2	100	50	10,05	10,05	0,09	0,00	4 (20)	229 (20)	27 (20)
3	100	50	10,05	10,05	0,38	0,00	17 (20)	925 (20)	107 (20)
4	100	50	10,05	10,05	0,86	0,00	39 (20)	2096 (20)	243 (20)
5	100	50	10,05	10,05	1,54	0,00	69 (20)	3753 (20)	435 (20)
6	100	50	10,05	10,05	2,09	0,00	94 (23)	5083 (23)	589 (23)
7	100	50	10,05	10,05	1,75	0,00	79 (23)	4267 (23)	818 (20)
8	100	50	10,05	10,05	1,44	0,00	64 (23)	3490 (23)	404 (23)
9	100	50	10,05	10,05	1,14	0,00	51 (23)	2762 (23)	320 (23)
10	100	50	10,05	10,05	0,86	0,00	39 (23)	2096 (23)	243 (23)
11	100	50	10,05	10,05	0,62	0,00	28 (23)	1502 (23)	174 (23)
12	100	50	10,05	10,05	0,41	0,00	18 (23)	991 (23)	115 (23)
13	100	50	10,05	10,05	0,24	0,00	11 (23)	574 (23)	66 (23)
14	100	50	10,05	10,05	0,11	0,00	5 (23)	262 (23)	30 (23)
15	100	50	10,05	10,05	0,03	0,00	1 (23)	67 (23)	8 (23)
16	100	50	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (20)	0 (20)	0 (20)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	70	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (21)	0 (21)	0 (21)
2	100	70	10,05	10,05	0,00	1,63	2 (21)	33 (24)	34 (21)
3	100	70	10,05	10,05	0,00	3,26	5 (21)	67 (24)	68 (21)
4	100	70	10,05	10,05	0,01	4,89	7 (21)	100 (24)	106 (21)
5	100	70	10,05	10,05	0,02	6,52	10 (21)	131 (24)	147 (21)
6	100	70	10,05	10,05	0,04	8,15	13 (21)	161 (24)	192 (21)
7	100	70	10,05	10,05	0,08	9,78	17 (21)	189 (24)	243 (21)
8	100	70	10,05	10,05	0,14	11,41	21 (21)	215 (24)	301 (21)
9	100	70	10,05	10,05	0,21	13,04	26 (21)	238 (24)	365 (21)

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
10	100	70	10,05	10,05	0,32	14,67	31 (21)	257 (24)	436 (21)
11	100	70	10,05	10,05	0,44	16,30	37 (21)	272 (24)	516 (21)
12	100	70	10,05	10,05	0,60	17,93	43 (21)	283 (24)	603 (21)
13	100	70	10,05	10,05	0,80	19,56	50 (21)	289 (24)	699 (21)
14	100	70	10,05	10,05	1,03	21,19	58 (21)	290 (24)	805 (21)
15	100	70	10,05	10,05	1,30	22,83	67 (21)	285 (24)	923 (21)
16	100	70	10,05	10,05	1,62	24,46	78 (21)	274 (24)	1060 (21)
17	100	70	10,05	10,05	1,98	26,09	90 (21)	256 (24)	1219 (21)
18	100	70	10,05	10,05	5,36	27,72	105 (21)	421 (21)	1404 (21)
19	100	70	10,05	10,05	6,25	29,35	123 (21)	717 (21)	1618 (21)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 29050 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	100	50	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (21)	0 (21)	0 (21)
2	100	50	10,05	10,05	0,09	0,00	4 (21)	220 (21)	25 (21)
3	100	50	10,05	10,05	0,36	0,00	16 (21)	885 (21)	103 (21)
4	100	50	10,05	10,05	0,82	0,00	37 (21)	2004 (21)	232 (21)
5	100	50	10,05	10,05	1,48	0,00	66 (21)	3586 (21)	416 (21)
6	100	50	10,05	10,05	2,09	0,00	94 (24)	5083 (24)	589 (24)
7	100	50	10,05	10,05	1,75	0,00	79 (24)	4267 (24)	494 (24)
8	100	50	10,05	10,05	1,44	0,00	64 (24)	3490 (24)	404 (24)
9	100	50	10,05	10,05	1,14	0,00	51 (24)	2762 (24)	320 (24)
10	100	50	10,05	10,05	0,86	0,00	39 (24)	2096 (24)	243 (24)
11	100	50	10,05	10,05	0,62	0,00	28 (24)	1502 (24)	174 (24)
12	100	50	10,05	10,05	0,41	0,00	18 (24)	991 (24)	115 (24)
13	100	50	10,05	10,05	0,24	0,00	11 (24)	574 (24)	66 (24)
14	100	50	10,05	10,05	0,11	0,00	5 (24)	262 (24)	30 (24)
15	100	50	10,05	10,05	0,03	0,00	1 (24)	67 (24)	8 (24)
16	100	50	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (21)	0 (21)	0 (21)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B	H	Afi	Afs	M	N	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
	[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]	[kNm]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
1	100	70	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (22)	0 (22)	0 (22)
2	100	70	10,05	10,05	0,00	1,63	2 (26)	33 (25)	34 (26)
3	100	70	10,05	10,05	0,01	3,26	5 (26)	67 (25)	68 (26)
4	100	70	10,05	10,05	0,03	4,89	7 (26)	100 (25)	104 (26)
5	100	70	10,05	10,05	0,06	6,52	10 (26)	131 (25)	142 (26)
6	100	70	10,05	10,05	0,11	8,15	12 (26)	161 (25)	183 (26)
7	100	70	10,05	10,05	0,19	9,78	16 (26)	189 (25)	228 (26)
8	100	70	10,05	10,05	0,30	11,41	19 (26)	215 (25)	276 (26)
9	100	70	10,05	10,05	0,43	13,04	23 (26)	238 (25)	329 (26)
10	100	70	10,05	10,05	0,61	14,67	27 (26)	257 (25)	387 (26)
11	100	70	10,05	10,05	0,82	16,30	32 (26)	272 (25)	451 (26)
12	100	70	10,05	10,05	1,08	17,93	37 (26)	283 (25)	520 (26)
13	100	70	10,05	10,05	1,38	19,56	42 (26)	289 (25)	597 (26)
14	100	70	10,05	10,05	1,73	21,19	48 (26)	290 (25)	680 (26)
15	100	70	10,05	10,05	2,13	22,83	55 (26)	285 (25)	771 (26)
16	100	70	10,05	10,05	2,60	24,46	63 (26)	274 (25)	870 (26)
17	100	70	10,05	10,05	3,12	26,09	71 (26)	256 (25)	977 (26)
18	100	70	10,05	10,05	3,71	27,72	80 (26)	230 (25)	1095 (26)
19	100	70	10,05	10,05	4,36	29,35	90 (26)	197 (25)	1230 (26)

Fondazione

 Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13073 [kPa]
 Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	50	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (22)	0 (22)	0 (22)
2	100	50	10,05	10,05	0,09	0,00	4 (26)	218 (26)	25 (26)
3	100	50	10,05	10,05	0,36	0,00	16 (26)	874 (26)	101 (26)
4	100	50	10,05	10,05	0,81	0,00	36 (26)	1970 (26)	228 (26)
5	100	50	10,05	10,05	1,44	0,00	65 (26)	3512 (26)	407 (26)
6	100	50	10,05	10,05	2,09	0,00	94 (25)	5083 (25)	589 (25)
7	100	50	10,05	10,05	1,75	0,00	79 (25)	4267 (25)	494 (25)
8	100	50	10,05	10,05	1,44	0,00	64 (25)	3490 (25)	404 (25)
9	100	50	10,05	10,05	1,14	0,00	51 (25)	2762 (25)	320 (25)
10	100	50	10,05	10,05	0,86	0,00	39 (25)	2096 (25)	243 (25)
11	100	50	10,05	10,05	0,62	0,00	28 (25)	1502 (25)	174 (25)
12	100	50	10,05	10,05	0,41	0,00	18 (25)	991 (25)	115 (25)
13	100	50	10,05	10,05	0,24	0,00	11 (25)	574 (25)	66 (25)
14	100	50	10,05	10,05	0,11	0,00	5 (25)	262 (25)	30 (25)
15	100	50	10,05	10,05	0,03	0,00	1 (25)	67 (25)	8 (25)
16	100	50	10,05	10,05	0,00	0,00	0 (22)	0 (22)	0 (22)

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n° indice sezione
 Y ordinata sezione espressa in [m]
 B larghezza sezione espressa in [cm]
 H altezza sezione espressa in [cm]
 Af area ferri zona tesa espressa in [cmq]
 Aeff area efficace espressa in [cmq]
 M momento agente espressa in [kNm]
 Mpf momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
 ε deformazione espressa in %
 Sm spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
 w apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF
Paramento

 Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	70	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (21)
2	100	70	0,00	0,00	0,00	0,46	0,000000	0,00	0,000 (21)
3	100	70	0,00	0,00	0,01	6,81	0,000000	0,00	0,000 (21)
4	100	70	0,00	0,00	0,04	18,30	0,000000	0,00	0,000 (21)
5	100	70	0,00	0,00	0,09	35,35	0,000000	0,00	0,000 (21)
6	100	70	0,00	0,00	0,18	59,53	0,000000	0,00	0,000 (21)
7	100	70	0,00	0,00	0,30	93,60	0,000000	0,00	0,000 (21)
8	100	70	0,00	0,00	0,47	141,56	0,000000	0,00	0,000 (21)
9	100	70	0,00	0,00	0,69	211,08	0,000000	0,00	0,000 (21)
10	100	70	0,00	0,00	0,95	317,97	0,000000	0,00	0,000 (21)
11	100	70	0,00	0,00	1,28	499,92	0,000000	0,00	0,000 (21)
12	100	70	0,00	0,00	1,66	873,09	0,000000	0,00	0,000 (21)
13	100	70	0,00	0,00	2,10	2054,28	0,000000	0,00	0,000 (21)
14	100	70	0,00	0,00	2,61	29969,88	0,000000	0,00	0,000 (21)
15	100	70	0,00	0,00	3,19	2208,45	0,000000	0,00	0,000 (21)
16	100	70	10,05	1400,00	3,84	1254,76	0,000000	0,00	0,000 (21)
17	100	70	10,05	1400,00	4,56	922,89	0,000000	0,00	0,000 (21)
18	100	70	10,05	1400,00	5,36	754,57	0,000000	0,00	0,000 (21)
19	100	70	10,05	1400,00	6,25	653,02	0,000000	0,00	0,000 (21)

Fondazione

 Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (21)
2	100	50	10,05	1400,00	0,09	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
3	100	50	10,05	1400,00	0,36	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
4	100	50	10,05	1400,00	0,82	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
5	100	50	10,05	1400,00	1,48	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
6	100	50	10,05	1400,00	0,84	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
7	100	50	10,05	1400,00	0,19	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
8	100	50	10,05	1400,00	0,24	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
9	100	50	10,05	1400,00	0,25	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
10	100	50	10,05	1400,00	0,24	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
11	100	50	10,05	1400,00	0,20	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
12	100	50	10,05	1400,00	0,15	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
13	100	50	10,05	1400,00	0,10	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
14	100	50	10,05	1400,00	0,05	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
15	100	50	10,05	1400,00	0,01	132,24	0,000000	0,00	0,000 (21)
16	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (21)

Combinazioni SLEQ
Paramento

 Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	70	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (22)
2	100	70	0,00	0,00	0,00	0,12	0,000000	0,00	0,000 (22)
3	100	70	0,00	0,00	0,00	2,22	0,000000	0,00	0,000 (22)
4	100	70	0,00	0,00	0,01	6,67	0,000000	0,00	0,000 (22)
5	100	70	0,00	0,00	0,04	13,61	0,000000	0,00	0,000 (22)
6	100	70	0,00	0,00	0,08	23,35	0,000000	0,00	0,000 (22)
7	100	70	0,00	0,00	0,14	36,36	0,000000	0,00	0,000 (22)
8	100	70	0,00	0,00	0,22	53,22	0,000000	0,00	0,000 (22)
9	100	70	0,00	0,00	0,34	74,86	0,000000	0,00	0,000 (22)
10	100	70	0,00	0,00	0,48	102,73	0,000000	0,00	0,000 (22)
11	100	70	0,00	0,00	0,66	139,12	0,000000	0,00	0,000 (22)
12	100	70	0,00	0,00	0,88	187,76	0,000000	0,00	0,000 (22)
13	100	70	0,00	0,00	1,14	255,14	0,000000	0,00	0,000 (22)
14	100	70	0,00	0,00	1,45	353,46	0,000000	0,00	0,000 (22)
15	100	70	0,00	0,00	1,80	508,76	0,000000	0,00	0,000 (22)
16	100	70	0,00	0,00	2,20	788,08	0,000000	0,00	0,000 (22)
17	100	70	0,00	0,00	2,67	1432,30	0,000000	0,00	0,000 (22)
18	100	70	0,00	0,00	3,18	4457,68	0,000000	0,00	0,000 (22)
19	100	70	0,00	0,00	3,76	5757,88	0,000000	0,00	0,000 (22)

Fondazione

 Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (22)
2	100	50	10,05	1400,00	0,08	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
3	100	50	10,05	1400,00	0,33	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
4	100	50	10,05	1400,00	0,74	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
5	100	50	10,05	1400,00	1,32	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
6	100	50	10,05	1400,00	1,76	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
7	100	50	10,05	1400,00	1,34	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
8	100	50	10,05	1400,00	1,12	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
9	100	50	10,05	1400,00	0,90	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
10	100	50	10,05	1400,00	0,70	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
11	100	50	10,05	1400,00	0,51	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
12	100	50	10,05	1400,00	0,34	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
13	100	50	10,05	1400,00	0,20	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
14	100	50	10,05	1400,00	0,09	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
15	100	50	10,05	1400,00	0,02	132,24	0,000000	0,00	0,000 (22)
16	100	50	0,00	0,00	0,00	0,00	---	---	0,000 (22)

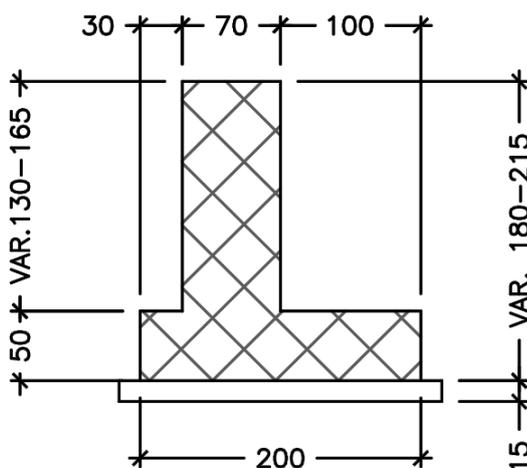
11 CONCIO B

11.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il concio B si estende per una lunghezza pari a 11.00 m e presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza della ciabatta di fondazione pari a 2.00 m, di cui 0.30 m lato valle e 1.00 m lato monte;
- spessore della ciabatta di fondazione pari a 0.50 m.
- altezza del paramento in elevazione variabile da un minimo di 1.30 m a un massimo di 1.65m;
- spessore del paramento pari a 0.70 m.

Si riportano nell'immagine seguente le caratteristiche geometriche dell'opera.



1.7 Sezione trasversale CONCIO B

Il concio B presenta la medesima sezione tipologica del CONCIO A, pertanto il dimensionamento e le verifiche strutturali sono state eseguite sulla sezione del concio A a maggiore elevazione (altezza del paramento pari a 1.71 m), la quale risulta essere la più sollecitata. Si rimanda al precedente paragrafo 10.

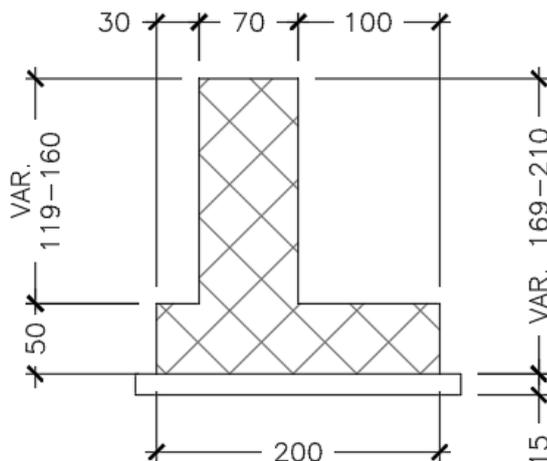
12 CONCIO C

12.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il concio C si estende per una lunghezza pari a 11.00 m e presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza della ciabatta di fondazione pari a 2.00 m, di cui 0.30 m lato valle e 1.00 m lato monte;
- spessore della ciabatta di fondazione pari a 0.50 m.
- altezza del paramento in elevazione variabile da un minimo di 1.19 m a un massimo di 1.60m;
- spessore del paramento pari a 0.70 m.

Si riportano nell'immagine seguente le caratteristiche geometriche dell'opera.



1.8 Sezione trasversale CONCIO C

Il concio C presenta la medesima sezione tipologica del CONCIO A, pertanto il dimensionamento e le verifiche strutturali sono state eseguite sulla sezione del concio A a maggiore elevazione (altezza del paramento pari a 1.71 m), la quale risulta essere la più sollecitata. Si rimanda al paragrafo 10.

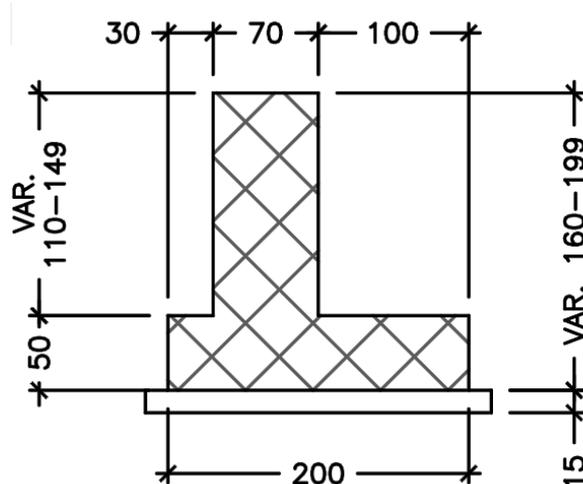
13 CONCIO D

13.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il concio D si estende per una lunghezza pari a 10.80 m e presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza della ciabatta di fondazione pari a 2.00 m, di cui 0.30 m lato valle e 1.00 m lato monte;
- spessore della ciabatta di fondazione pari a 0.50 m.
- altezza del paramento in elevazione variabile da un minimo di 1.10 m a un massimo di 1.49m;
- spessore del paramento pari a 0.70 m.

Si riportano nell'immagine seguente le caratteristiche geometriche dell'opera.



1.9 Sezione trasversale CONCIO D

Il concio D presenta la medesima sezione tipologica del CONCIO A, pertanto il dimensionamento e le verifiche strutturali sono state eseguite sulla sezione del concio A a maggiore elevazione (altezza del paramento pari a 1.71 m), la quale risulta essere la più sollecitata. Si rimanda al paragrafo 10.

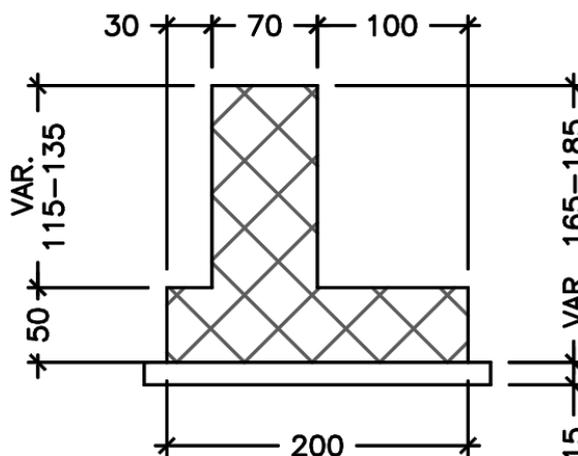
14 CONCIO E

14.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il concio E si estende per una lunghezza pari a 5.05 m e presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

- larghezza della ciabatta di fondazione pari a 2.00 m, di cui 0.30 m lato valle e 1.00 m lato monte;
- spessore della ciabatta di fondazione pari a 0.50 m.
- altezza del paramento in elevazione variabile da un minimo di 1.15 m a un massimo di 1.35m;
- spessore del paramento pari a 0.70 m.

Si riportano nell'immagine seguente le caratteristiche geometriche dell'opera.

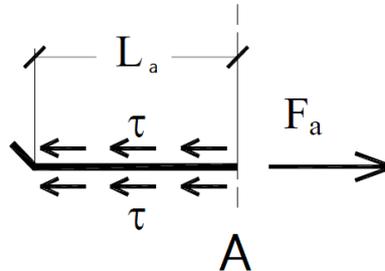


I.10 Sezione trasversale CONCIO E

Il concio E presenta la medesima sezione tipologica del CONCIO A, pertanto il dimensionamento e le verifiche strutturali sono state eseguite sulla sezione del concio A a maggiore elevazione (altezza del paramento pari a 1.71 m), la quale risulta essere la più sollecitata. Si rimanda al paragrafo 10.

15 LUNGHEZZE DI ANCORAGGIO E LUNGHEZZE DI SOVRAPPOSIZIONE DEI FERRI DI ARMATURA

Per la definizione della lunghezza di ancoraggio (L_a) si assume una distribuzione delle tensioni tangenziali costante sull'intero tratto L_a . La distribuzione delle tensioni tangenziali è in equilibrio con la forza di trazione F_a alla quale è soggetta la barra per effetto del momento flettente agente nella sezione iniziale di ancoraggio (sez.A).



La condizione di equilibrio alla traslazione della barra è pertanto espressa dalla seguente relazione:

$$\tau \cdot \pi \cdot \varphi \cdot L_a = F_a = f_s \cdot \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4}$$

dove,

$\pi \cdot \varphi \cdot L_a$ è la superficie laterale del tratto di barra di lunghezza L_a ;

$\pi \cdot \frac{\varphi^2}{4}$ è l'area della sezione trasversale della barra.

La forza di trazione da considerare nell'equazione di equilibrio è quella che si ha nella sezione A, tuttavia a vantaggio di sicurezza si può considerare il valore massimo della forza di trazione che la barra può sopportare, pari a:

$$F_{a,max} = f_{yd} \cdot \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4}$$

dove f_{yd} è la massima tensione che può essere assorbita dall'acciaio.

Sostituendo nell'equazione di equilibrio il valore massimo di F_a ed un opportuno valore di f_{bd} per le tensioni tangenziali ultime di aderenza si ottiene:

$$f_{bd} \cdot \pi \cdot \varphi \cdot L_a = f_{yd} \cdot \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4} \rightarrow L_a = \frac{f_{yd} \cdot \pi \cdot \frac{\varphi^2}{4}}{f_{bd} \cdot \pi \cdot \varphi} = \frac{f_{yd} \cdot \varphi}{4 \cdot f_{bd}}$$

La Normativa fissa il valore della resistenza tangenziale di aderenza di progetto f_{bd} pari a:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove:

γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

f_{bk} è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da: $f_{bk} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk}$

in cui,

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza;

$\eta_1 = 0,7$ in condizioni di non buona aderenza, quali nei casi di armature molto addensate, ancoraggi in zona tesa, ancoraggi in zone superiori di getto, in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si adottino idonei provvedimenti;

$\eta_2 = 1,0$ per barre di diametro ≤ 32 mm;

$\eta_2 = (132 - \varphi)/100$ per barre di diametro superiore.

Per cui, nella struttura oggetto del presente intervento è possibile individuare il valore di L_a , secondo quanto segue:

$$\begin{aligned}
 f_{yk} &= 450 \text{ MPa} && \text{tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio} \\
 f_{yd} &= 391.30 \text{ MPa} && \text{resistenza di calcolo alla tensione di snervamento dell'acciaio} \\
 f_{ck} &= 28 \text{ MPa} && \text{valore caratteristico della resistenza cilindrica a compressione del cls} \\
 f_{ctm} &= 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2.77 \text{ MPa} && \text{valore medio della resistenza a trazione semplice del cls} \\
 f_{ctk} &= 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.94 \text{ MPa} && \text{valore caratteristico (frattile 5%) della resistenza a trazione semplice del cls} \\
 f_{bk} &= 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctk} = 3.05 \text{ MPa} && \text{resistenza tangenziale caratteristica di aderenza del cls} \\
 &\text{con } \eta_1 = 0.7 && \text{considerando l'ancoraggio in zona tesa} \\
 &\eta_2 = 1 && \text{per barre di diametro } \leq 32 \text{ mm} \\
 f_{bd} &= \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 2.03 \text{ MPa} && \text{resistenza tangenziale di aderenza di progetto} \\
 l_{b,rqd} &= \frac{f_{yd} \cdot \varphi}{4 \cdot f_{bd}} = 48.20 \cdot \varphi \sim 50\varphi && \text{lunghezza di ancoraggio di base}
 \end{aligned}$$

La lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} è calcolata sulla base della lunghezza di ancoraggio di base richiesta $l_{b,rqd}$, tenendo in considerazione l'influenza dei cinque parametri (da α_1 a α_5) e sapendo che non deve essere inferiore alla lunghezza minima di ancoraggio $l_{b,min}$:

$$\begin{aligned}
 l_{b,min} &= \max(0.3 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \varphi; 100\text{mm}) && \text{per ferri in trazione;} \\
 l_{b,min} &= \max(0.6 \cdot l_{b,rqd}; 10 \cdot \varphi; 100\text{mm}) && \text{per ferri in compressione;}
 \end{aligned}$$

La **lunghezza di ancoraggio** di progetto l_{bd} è calcolata come segue:

$$\begin{aligned}
 l_{bd} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} && \text{armatura sotto trazione} \\
 l_{bd} &= \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} && \text{armatura sotto compressione}
 \end{aligned}$$

dove:

- α_1 tiene in considerazione la forma del ferro di armatura (per ferri con estremità dritte α_1 è assunto pari a 1, per altre forme in determinate condizioni α_1 è assunto pari a 0,7)
- α_2 tiene in considerazione il copriferro: $0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - k \varphi) / \varphi \leq 1$; dove $k=1$ per ferri senza uncino e $k=3$ per ferri con uncino. α_2 tiene in considerazione il confinamento passivo generato dal calcestruzzo circostante.
- α_3 tiene in considerazione l'effetto dell'armatura trasversale, dove $0,7 = 1 - k \leq 1$ con $\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s$
- α_4 assunto pari a 0,7 se l'armatura trasversale è saldata all'armatura da ancorare, altrimenti è assunto pari ad 1
- α_5 tiene in considerazione la pressione trasversale, mentre $\alpha_5 = 1 - 0,04p \geq 0,7$ dove p è la pressione trasversale sulla lunghezza di ancoraggio (confinamento attivo).

L'effetto cumulativo di tali influenze è limitato da $\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0.7$

A vantaggio di sicurezza, per la lunghezza di ancoraggio delle **barre dritte** $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5$ è stato assunto pari a 1. Pertanto:

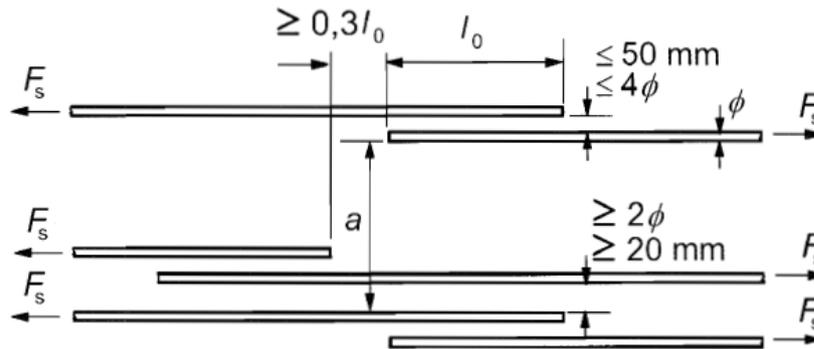
\varnothing [mm]	14	16	20	24
l_{bd} [mm]	675	770	965	1155

Anche la **lunghezza di giunzione** di progetto (l_0) viene calcolata a partire dalla lunghezza di ancoraggio di base richiesta $l_{b,rqd}$ con: $l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$ (mm)

A vantaggio di sicurezza, per barre dritte in condizione tesa, $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5$ è stato assunto pari a 1. Pertanto:

ϕ [mm]	14	16	20	24
l_0 [mm]	675	770	965	1155

Se l'interasse libero tra i ferri di armatura sovrapposti e supera di 4 volte il diametro del ferro Φ o è maggiore di 50 mm, la lunghezza di sovrapposizione sarà incrementata di un valore pari a $e - 4\Phi$ oppure $e - 50$ mm.



La lunghezza minima di giunzione $l_{0,min}$ può essere calcolata nel modo seguente:

$$l_{0,min} = \max (0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

16 CEDIMENTI

16.1 METODO DI CALCOLO

Poiché i terreni di fondazione sono prevalentemente incoerenti, è stato utilizzato il metodo di Burland e Burbridge che consente di stimare il cedimento di fondazioni su sabbia normalmente consolidate o sovraconsolidate partendo dai risultati delle prove SPT. Il metodo risulta essere attendibile in quanto si basa su una analisi statistica di un gran numero di casi osservati.

Il cedimento della fondazione su sabbie NC, al termine della costruzione viene stimato con la seguente equazione:

$$S_i = f_s f_1 q B^{0.7} I_c$$

in cui:

S_i cedimento medio immediato espresso in mm

B larghezza della fondazione in m

f_s fattore di forma: $f_s = [(1.25 L/B) / (L/B+0.25)]^2$

f_1 fattore di spessore: $f_1 = (H_s/Z_i) (2 - H_s/Z_i)$ che assume valore 1.00 per $H_s > Z_i$ essendo H_s lo spessore dello strato di sabbia sotto la fondazione

$Z_i = B^{0.763}$ profondità di influenza

q pressione media trasmessa dalla fondazione in kPa

I_c indice di compressibilità, funzione di un valore medio N_m di NSPT: $I_c = 1,71 / N_m^{1.4}$

Nel caso di sabbie e ghiaie i valori misurati di NSPT vengono corretti secondo la relazione

$$N_m = 1,25 N_{SPT}$$

Inoltre, se i valori di NSPT crescono o sono pressochè costanti con la profondità, la media N_m viene calcolata entro la profondità di influenza Z_i , altrimenti entro la profondità $2B$.

Infine, per tener conto degli effetti viscosi, Burland e Burbridge consigliano di moltiplicare il cedimento immediato per un fattore di correzione f_t :

$$S = S_i f_t \quad f_t = 1 + R_3 + R_t \log_{10} t/3$$

in cui t è il tempo a partire dalla fine della costruzione espresso in anni ($t \geq 3$) ed R_3 e R_t sono coefficienti che dipendono dalle condizioni di carico (cfr. tabella).

Condizioni di carico	R_3	R_t
Carichi statici	0.3	0.2
Carichi ciclici	0.7	0.8

16.2 RISULTATI

Venendo al caso in esame, dall'analisi dei risultati delle prove SPT si evince che i valori più frequenti di N_{spt} ricadono nell'intervallo 20-40. Assunto, pertanto, a vantaggio di sicurezza un numero di colpi pari a 20, si ottiene:

$$N_m = 25 \quad e \quad I_c = 1,71 / N_m^{1.4} = 0,01887.$$

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei cedimenti calcolati per ciascun concio del muro di sostegno OS65:

Concio	q (kPa)	L (m)	B (m)	fs	f1	lc	Si (mm)	S (mm)
A	55	9.80	2.00	1.414	1.000	0.01887	2.39	4.06
B		11.00	2.00	1.430	1.000	0.01887	2.41	4.10
C		11.00	2.00	1.430	1.000	0.01887	2.41	4.10
D		10.80	2.00	1.427	1.000	0.01887	2.41	4.09
E		5.05	2.00	1.294	1.000	0.01887	2.18	3.71

I cedimenti calcolati presentano valori decisamente contenuti e compatibili con la struttura in esame.

17 SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P

STUDIO CORONA S.r.l.

I.T. S.r.l. E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

SETAC S.r.l.

DOTT. DANILO GALLO

ECOPLAN S.r.l.

E&G S.r.l.

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE
