

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U. O. Progettazione Integrata Nord

PROGETTO DEFINITIVO

**AGEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE
ZONA INDUSTRIALE**

2^ FASE

OPERE CIVILI

RILEVATI FERROVIARI

Relazione di calcolo - Muri

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

I V 0 H 0 2 D 2 6 C L M U 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per commenti	C. Soave 	Febbraio 2022	R. Lestingi 	Febbraio 2022	G. Fadda 	Febbraio 2022	A. Perego Febbraio 2022

Sommario

1	PREMESSA	5
1.1	GENERALE	5
2	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	8
2.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	8
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO	9
2.3	BIBLIOGRAFIA.....	9
3	MATERIALI.....	10
4	SOFTWARE DI CALCOLO.....	12
5	INQUADRAMENTO GEOTENICO.....	13
6	ANALISI DEI CARICHI.....	14
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI - G1.....	14
6.1.1	<i>Spinta del terreno in condizione statica.....</i>	<i>14</i>
6.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – G2.....	16
6.3	CARICO VARIABILE PER TRAFFICO FERROVIARIO– Q1	16
6.4	AZIONE SISMICA	16
6.4.1	<i>Spinta in presenza di sisma.....</i>	<i>20</i>
7	CRITERI DI ANALISI.....	23
7.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	23
7.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	23
8	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	24

9	DATI DI PROGETTO	28
10	VERIFICHE GEOTECNICHE – RISULTATI	31
11	VERIFICHE STRUTTURALI.....	32
12	VERIFICA DEI MICROPALI.....	45
	12.1 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO	45
	12.2 CALCOLO DEL CARICO CRITICO RELATIVO A INSTABILITÀ ELASTICA	51
	12.3 VERIFICA DEI MICROPALI ALLE FORZE ORIZZONTALI.....	52
	12.4 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI TRASVERSALI ...	55
	12.5 VERIFICHE SLE.....	57
13	PALANCOLA.....	58
	13.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	59
	13.2 ANALISI DEI CARICHI	60
	13.2.1 Carichi permanenti	60
	13.2.2 Carichi accidentali.....	60
	13.2.3 Azione sismica.....	60
	13.3 SPINTA DEL TERRENO	61
	13.4 ANALISI NUMERICHE	62
	13.5 RISULTATI.....	68
	13.5.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU).....	68
	13.5.2 Verifiche strutturali - SLU	70
	13.5.3 Deformazioni allo stato limite di esercizio (SLE).....	73
	13.5.4 Verifica dei cedimenti sotto il binario esistente.....	74
	13.5.5 Verifica di stabilità dell'opera alla rototraslazione	76



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	4 DI 76



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	5 DI 76

1 PREMESSA

1.1 Generale

Il presente documento ha per oggetto il dimensionamento e la verifica dei muri di sostegno sotto i rilevati ferroviari nell'ambito dell'adeguamento e al potenziamento dell'impianto di Vado Ligure zona Industriale, vedi Figura 1.

Essendo la linea Genova – Ventimiglia, appartenente alla rete TEN-T Core, e dal Porto di Savona-Vado, appartenente alla rete TEN-T Comprehensive, coerentemente al piano di adeguamento prestazionale di RFI, è stato previsto l'adeguamento a modulo 750 metri.

Il progetto prevede complessivamente la realizzazione di un nuovo ACC, in luogo dell'attuale Apparato Centrale Idrodinamico, con centralizzazione ed elettrificazione di tutti i 6 binari del piazzale, e la rivisitazione del PRG della stazione, con adeguamento di un binario a modulo 750 metri. All'interno del perimetro saranno compresi anche la soppressione del PL di Via Sabazia, l'adeguamento per la gestione delle merci pericolose, la progettazione dell'indipendenza della radice dei raccordi Porto ed Esso/Infineum e l'adeguamento stradale di via Leopardi, necessario nell'ambito dei lavori di PRG a regime.

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e le relative specifiche ferroviarie.

azioni permanenti (pesi propri, etc.);

azioni sismiche;

azioni variabili da traffico ferroviario.



Figura 1 - Inquadramento dell'area di intervento (Fonte: Google Earth)

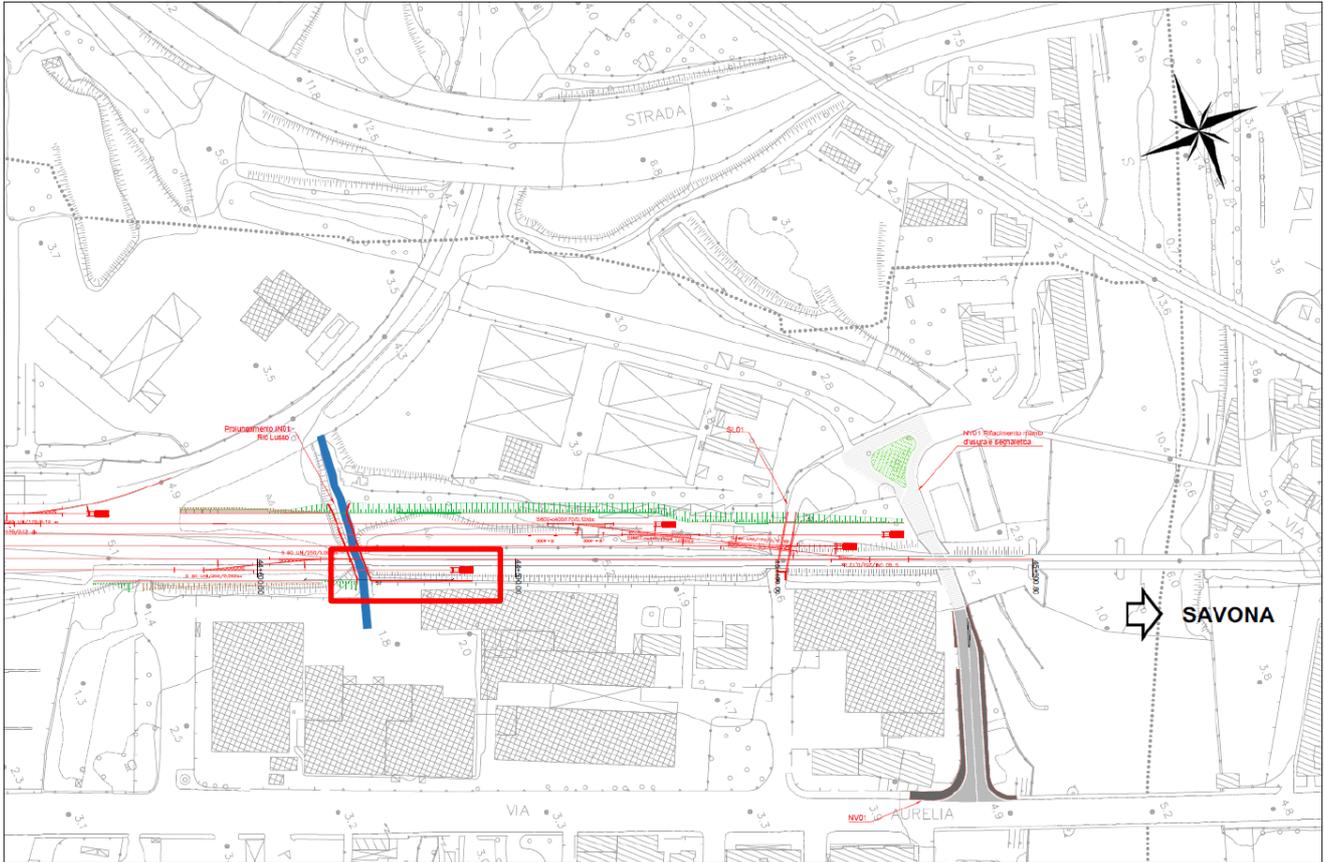


Figura 2 – Planimetria di progetto – Muri di sostegno



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	8 DI 76

2 DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1 Normative e raccomandazioni

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario alla G.U. n.42 del 20.2.2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [3] RFI DTC SI CS SP IFS 004 E del 31/12/20: “Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – Parte II Parte II - Sezione 5: Opere in Terra e scavi”;
- [4] RFI TCAR ST AR 01 001 D: “Standard di qualità geometrica del binario con velocità fino a 300 km/h”;
- [5] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [6] UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- [7] UNI EN del 1998 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;
- [8] Regione Calabria, Legge regionale del 12 ottobre 2012, n. 46, Modifiche ed integrazioni alla legge regionale del 16 ottobre 2009, n. 35, recante: «Procedure per la denuncia, il deposito e l'autorizzazione di interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva antisismica), (BUR n. 19 del 16 ottobre 2012, supplemento straordinario n. 2 del 20 ottobre 2012);
- [9] Regione Calabria, Regolamento regionale n. 7 del 28 giugno 2012 s.m.i. “procedure per la denuncia, il deposito e l'autorizzazione di interventi di carattere strutturale e per la pianificazione territoriale in prospettiva sismica di cui alla legge regionale n. 35 del 19 ottobre 2009 s.m.i.” (Testo coordinato con le modifiche ed integrazioni di cui al R.R. n. 3 del 24.02.2014, approvato con Delibera G.R. n° 51 del 20.02.2014 pubblicato sul BURC Parte I n. 9 del 03.03.2014 ripubblicato con avviso di errata corrige sul BURC Parte I n. 10 del 5.03.2014);
- [10] Regione Calabria, Deliberazione della Giunta Regionale del 10 febbraio 2004 n. 47, Prime disposizioni per l’attuazione dell’Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;
- [11] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 02.10.2003 «Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri»;
- [12] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	9 DI 76

- [13] D.P.R. 380 del 06/06/2001 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- [14] Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996 «Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica»;
- [15] D.M. LL.PP. 11.03.1988 «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione»;
- [16] Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988 che prevede l’obbligo di sottoporre tutte le opere civili pubbliche e private da realizzare nel territorio della Repubblica, alle verifiche per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni ed assicurare la stabilità complessiva del territorio nel quale si inseriscono»;
- [17] Legge n. 64 del 02.02.1974 «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», che prevede l’obbligatorietà dell’applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero per il Lavori Pubblici”;
- [18] D.lgs. 18 aprile 2016, n. 50 «Codice dei contratti pubblici»;
- [19] Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N°2019/776 della Commissione del 16 Maggio 2019;

2.2 Documenti di progetto

- [20] IV0HD26GEGE0000002A – Relazione geotecnica
- [21] IV0H02D26F7GE0000001A – Profilo geotecnico
- [22] IV0H02D26W9RI0100001A – RI01 - Sezioni correnti
- [23] IV0H02D26WBRI0000001A – Sezioni caratteristiche e particolari costruttivi - Tav 1
- [24] IV0H02D26WBRI0000002A – Sezioni caratteristiche e particolari costruttivi - Tav 2
- [25] IV0H02D26BZMU0000001A – Muro pk 44+501 - pk 44+576 (Rio Lusso) - Carpenteria e dettagli

2.3 Bibliografia

- [26] Geotecnica, R. Lancellotta; Quarta edizione, 2012, Zanichelli.
- [27] Bustamante M. e Doix B. (1985), “Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés”, Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N. 140, nov dic 1985, Réf. 3047.



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	10 DI 76

3 MATERIALI

Calcestruzzo magro per sottofondazione

Classe di resistenza:	C12/15
Dimensione massima degli inerti:	30 mm
Rapporto A/C	0.65
Contenuto minimo di cemento:	200 Kg/mc
Classe di consistenza slump:	S3
Classe di esposizione:	X0

Calcestruzzo per fondazione e paramento

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XS1
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.63 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%):	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):	$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm} = 3.93 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità longitudinale E_{cm} =	$22.000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.1$
Coeff. espansione termica lineare	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_c = 1.410 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_c = 1,00$



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	11 DI 76

Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Rapporto	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
Rapporto	$(f_y/f_{y, \text{nom}})_k \leq 1,25$ (frattile 10%)
Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$ (frattile 10%)
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo SLE	$\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Copriferro minimo

Opere in elevazione	40 mm
Fondazioni superficiali	50 mm

Acciaio per tubolari micropali e palanca

Tipo di acciaio S275

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

	PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE FASE II					
RELAZIONE DI CALCOLO - MURI	PROGETTO IVH0	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO MU0000 001	REV. A	FOGLIO 12 DI 76

4 SOFTWARE DI CALCOLO

Dala la caratteristica di opera in linea il muro è progettato per sezioni.

-Le sollecitazioni sono state determinate mediante l'uso del software Max 14.



Figura 4-1 Licenza d'uso per il software Aztec

-RC-SEC 2018



Figura 4-2 Licenza d'uso per il software RC-SEC

-ParatiePlus ver. 21.1 della Harpaceas per l'analisi di opere di sostegno flessibili in interazione col terreno.

5 INQUADRAMENTO GEOTENICO

Dall'esame dei parametri geotecnici (rif. Doc. [20]), è stato possibile determinare il modello più conservativo, con riferimento al sondaggio S1 al fine delle verifiche richieste dal NTC 2018. La tabella seguente riassume i parametri geotecnici da implementare nei modelli di calcolo.

Tabella 1: Modello geotecnico di calcolo

Modello geotecnico: indagine di rif. S1, MASW2

Unità	Descrizione	z iniziale (m da p.c.)	z finale (m da p.c.)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	Modulo non drenato Eu (MPa)	K media (m/s)
R	Riporto antropico	0	3	3	18	-	-	-	-	-	-	-
UG-a	Sabbia con ghiaia poco addensata	3	9	6	18	20-30	27-29	-	-	5-15	-	2.29E-04
UG-b	Sabbia con ghiaia, talvolta limosa da sciolta a poco addensata	9	22.5	13.5	19	30-40	28-30	-	-	10-20	-	5.00E-06
UG-c	Alternanza di ghiaia con sabbia limosa e limo con sabbia addensata	22.5	30	7.5	18	40-50	32	-	-	20-40	-	1.0E-06 - 1.0E-08*

* Il valore desunto dalla letteratura in base alla granulometria trovata

La falda si è rilevata a quota di +0.80 m.s.l.m. Al fine dei calcoli si assume cautelativamente una falda al piano campagna.

Per le caratteristiche dei rilevati ferroviari si assumono i seguenti valori dei parametri geotecnici caratteristici:

- peso per unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito di calcolo $\phi' = 38^\circ$
- angolo di attrito terra-muro $\delta = 25^\circ$
- coesione (c') = 0 kPa



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	14 DI 76

6 ANALISI DEI CARICHI

I carichi presi in esame nel progetto dell'opera di sostegno sono:

- Carichi permanenti strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali;
- Carico variabile per traffico ferroviario;
- Azione sismica.

6.1 Carichi permanenti strutturali - G1

I carichi permanenti strutturali includono:

- il peso proprio dell'opera di sostegno;
- la spinta del terreno a monte dell'opera di sostegno.

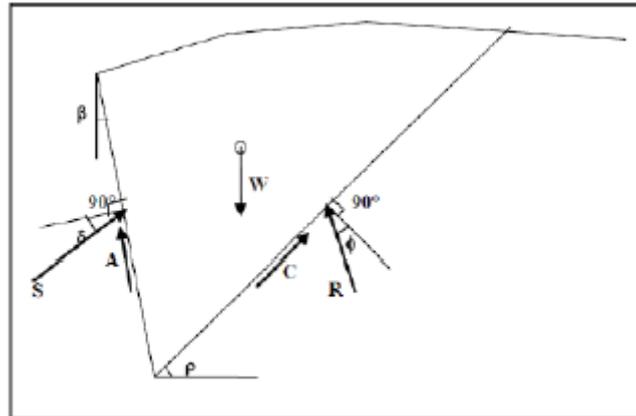
Per il calcolo del peso proprio dell'opera di sostegno si assume il peso specifico del calcestruzzo armato:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3.$$

6.1.1 Spinta del terreno in condizione statica

Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.



Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

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

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il metodo, per come è stato descritto, non permette di ricavare il diagramma delle pressioni agente sulla parete (e quindi le sollecitazioni lungo la parete) e inoltre risulta di difficile determinazione il punto di applicazione della spinta.

Nell'ambito dello specifico Software utilizzato, il procedimento è stato implementato suddividendo l'altezza della parete in tanti tratti di ampiezza δz , al fine di ricavare l'andamento delle pressioni lungo l'altezza del muro; 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 è facile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete, con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni.

6.2 Carichi permanenti non strutturali – G2

Il carico associato alla sovrastruttura ferroviaria, dello spessore di 80 cm è pari a:

$$p = 18 \text{ kN/m}^3 \times 0.8 \text{ m} = 14.4 \text{ kN/m}^2.$$

6.3 Carico variabile per traffico ferroviario– Q1

Il carico ferroviario è stato considerato in corrispondenza delle forze concentrate di 250kN, ripartite sulle trasverse di 2.4m di larghezza. Il carico si moltiplica per il coefficiente di adattamento al carico ferroviario $\alpha = 1.1$.

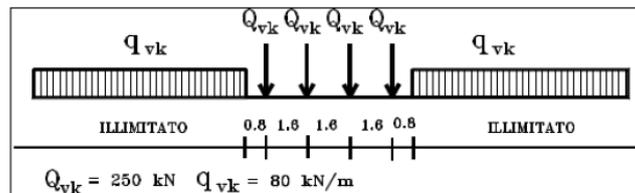


Figura 6-1 – Treno di carico LM71

$$Q_{LM71} = (1.1 * 250 \text{ kN} * 4) / (6.4 \text{ m} * 2.4 \text{ m}) = 71.6 \text{ kPa}$$

6.4 Azione sismica

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, la pericolosità sismica dei siti è valutata in maniera probabilistica in relazione all'evento sismico di riferimento, definito sulla base dei risultati degli studi di microzonazione sismica e delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche dell'area studiata.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica

	PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE FASE II					
	RELAZIONE DI CALCOLO - MURI	PROGETTO IVH0	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO MU0000 001	REV. A

locale. Tale operazione può essere fatta con riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018, sulla base dell'inquadramento del sito di interesse nel reticolo sismico nazionale.

Come richiesto dalle NTC, le categorie di suolo sono determinate sulla base dei risultati delle prove geofisiche eseguite nell'ambito del presente progetto.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ||>

Variabilità dei parametri ||>

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ||>

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 6-2 – Vado Ligure zona industriale: inquadramento reticolo sismico

Nel caso specifico, sulla base dei risultati della prova MASW 2 (rif. Doc. [20]), i terreni di progetto possono ritenersi appartenere alla categoria di sottosuolo **C** con il substrato roccioso posto a profondità superiore a 30m: “*Depositi di terreni a grana mediamente addensati o a grana fine mediamente consistenti*”, caratterizzato da valori di velocità equivalente compresi tra 242 m/s e 305 m/s.

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la classificazione proposta nelle NTC, secondo la quale le categorie individuate si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	18 DI 76

Nella fattispecie, l'area interessata risulta classificabile come **T1**: *“superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*.

Per quanto premesso, a seguire, si forniscono i parametri sismici con riferimento alla destinazione d'uso delle opere in progetto (vita nominale V_N e Classe d'uso). In particolare, le opere previste sono progettualmente classificate come *“costruzione con livelli di prestazioni ordinarie”* e caratterizzate da una vita nominale di **50** anni. In relazione alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla classe d'uso **II**: *“Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.”*.

Pertanto, il coefficiente d'uso C_U è pari a 1.00 ed il periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50$ anni.

I parametri spettrali di riferimento (vedi Figura 6-3 e Figura 6-4) per lo scenario in esame sono richiamati di seguito.

a_g (g) (SLV) 0.057g

Risposta Sismica Locale

Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s 1.5

Coefficiente di amplificazione topografica S_t 1.0

Accelerazione massima attesa al suolo

a_{max} (g) ($a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$) 0.0855g

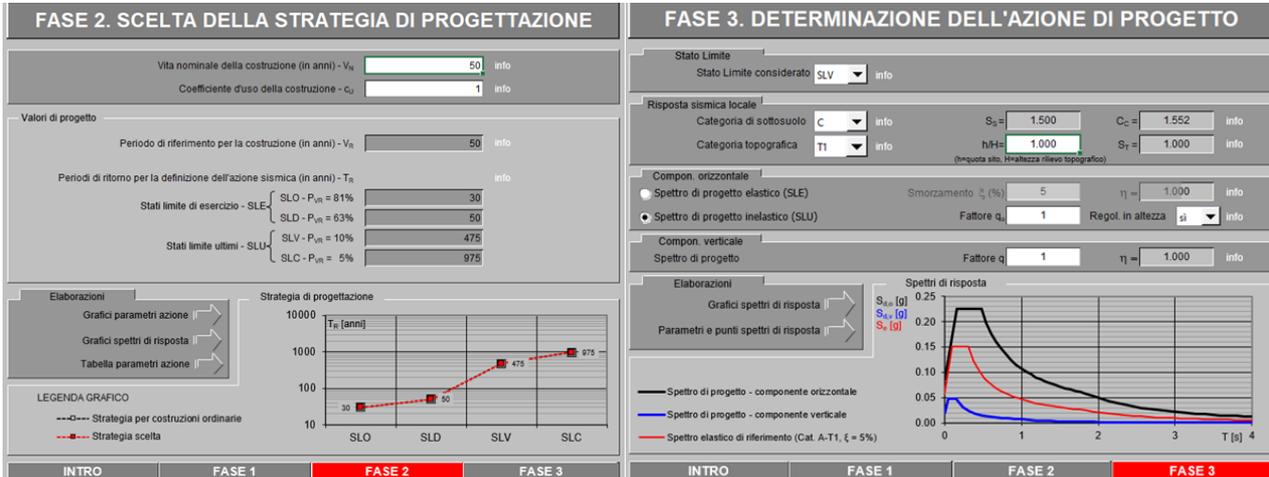


Figura 6-3 – Parametri sismici di progetto: determinazione dell'azione di progetto

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.057 g
F_0	2.610
T_C	0.307 s
S_S	1.500
C_C	1.551
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.158 s
T_C	0.475 s
T_D	1.829 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1 / q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_R(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_R(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_R(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_R(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_R(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_E(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	$S_{R,0}$ [g]
0.000	0.086
0.158	0.224
0.475	0.224
0.540	0.197
0.604	0.176
0.669	0.159
0.733	0.145
0.798	0.134
0.862	0.124
0.927	0.115
0.991	0.108
1.056	0.101
1.120	0.095
1.184	0.090
1.249	0.085
1.313	0.081
1.378	0.077
1.442	0.074
1.507	0.071
1.571	0.068
1.636	0.065
1.700	0.063
1.765	0.060
1.829	0.058
1.932	0.052
2.036	0.047
2.139	0.043
2.243	0.039
2.346	0.035
2.449	0.032
2.553	0.030
2.656	0.028
2.759	0.026
2.863	0.024
2.966	0.022
3.070	0.021
3.173	0.019
3.276	0.018
3.380	0.017
3.483	0.016
3.586	0.015
3.690	0.014
3.793	0.014
3.897	0.013
4.000	0.012

La verifica dell'adeguatezza del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Figura 6-4 - Parametri sismici di progetto: parametri per lo Stati Limite SLV

In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, alla luce dei parametri valutati sopra nella condizione di S.L.V., i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo-statiche con le espressioni che seguono:

Coefficiente di intensità sismica orizzontale

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0.0855$$

Coefficiente di intensità sismica verticale

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.04275$$

dove:

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito (g)

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 0.0855$$

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima

$$\beta_m = 1$$

(Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario, Cap. 7.11.6.2.1 delle NTC 2018).

6.4.1 Spinta in presenza di sisma

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto ove agisce la spinta in condizioni statiche. Essendo questa circostanza applicabile ai muri esaminati, la spinta a tergo del muro in condizioni sismiche è stata valutata sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche K_a il coefficiente K_{as} (coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche):

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_{as} - 2c' \sqrt{K_{as}}$$

per $\beta \leq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta \geq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	21 DI 76

β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ($>90^\circ$ per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro-terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale.

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

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

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

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

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \operatorname{arctg}[(\gamma_{\text{sat}} / (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (k_h / (1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \operatorname{arctg}[(\gamma / (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)) * (k_h / (1 \pm k_v))]$$

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

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



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	22 DI 76

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

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

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

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

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

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



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	23 DI 76

7 CRITERI DI ANALISI

7.1 Verifiche geotecniche

Sono state condotte, in accordo con la normativa vigente, le seguenti verifiche globali di carattere geotecnico:

verifica della capacità portante dei micropali verticali: La resistenza di progetto assiale dei micropali è stata calcolata con il metodo di Bustamante e Doix (1985).

verifica di stabilità globale usando la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

7.2 Verifiche strutturali

Sono state condotte, infine, le verifiche locali degli elementi che costituiscono l'opera di sostegno, valutando in corrispondenza delle sezioni caratteristiche le sollecitazioni esterne e i corrispondenti stati tensionali. Le azioni sul paramento sono valutate considerando quest'ultimo incastrato nella soletta di fondazione. Le azioni sulla soletta di fondo (monte e valle) sono valutate col metodo del trapezio delle tensioni considerando questa incastrata al paramento.

8 COMBINAZIONE DEI CARICHI

In accordo a quanto prescritto al §6.5.3.1.2 delle NTC2018, per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (Approccio 1, Combinazione 2 – A2 + M2 + R2).
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Si vedano le tabelle seguenti per i coefficienti A, M e R prescritti dal NTC 2018:

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo "+" vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

Tabella 1: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (Tab. 5.2.V del Doc. [1])

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

Tabella 2: Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VI del Doc. [1])

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle az

Tabella 3: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, del Doc. [1])

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

In condizioni sismiche i coefficienti parziali sui parametri geotecnici γ_m e sulle resistenze globali γ_R sono tutti unitari (vedasi MdP 2018, paragrafo §3.10.3.2.3).

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR}) \quad \rightarrow \quad \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{GEO-EQU}) \quad \rightarrow \quad \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara}) \quad \rightarrow \quad G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente}) \quad \rightarrow \quad G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente}) \quad \rightarrow \quad G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è:

$$\text{Combinazione sismica} \quad \rightarrow \quad E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

I valori di ψ_0 , ψ_1 , e ψ_2 per il carico variabile (treno) sono quelli prescritti dal 5.2.3.2.2 delle NTC 2018, pari rispettivamente a 0,8, 0,5 e 0 con $\psi_2 = 0,2$ per il sisma (5.1.3.12 delle NTC 2018). Nel caso in esame γ_{G1} e γ_{G2} (rispettivamente per il peso proprio e del terreno) sono considerati uguali a γ_{G1} , perché i parametri del terreno sono ben definiti (Tab.5.2.V, NTC2018).

Nota: Poiché il software di analisi Max14 non permette l'inserimento di più di un coefficiente γ per i carichi permanenti, deve essere utilizzato un approccio specifico per l'applicazione del carico ballast, che ha un valore di γ differente da quello del peso proprio del muro e del terreno spingente. L'approccio richiede la generazione di due



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	27 DI 76

modelli (uno per i coefficienti A1 e l'altro per i coefficienti A2) in cui il peso specifico del ballast è aumentato nel modo seguente:

per A1: $1.50/1.35 = 1.11 \rightarrow 1.11 \times 18 \text{ kN/m}^3 = 20 \text{ kN/m}^3 \equiv$ peso specifico rilevato

per A2: $1.30/1.00 = 1.30 \rightarrow 1.30 \times 18 \text{ kN/m}^3 = 23.4 \text{ kN/m}^3 \neq$ peso specifico rilevato

Il carico indotto dal ballast è quindi stato schematizzato nel modello di calcolo del muro di sostegno Max14 con uno strato di terreno posto a monte del muro di sostegno con i pesi specifici sopra indicati, utilizzati rispettivamente in riferimento alle combinazioni A1 e A2.

9 DATI DI PROGETTO

La struttura del muro è a mensola, realizzata in c.a. gettato in opera con altezza massima del paramento pari a 3.3m. In modo equivalente, nel modello di calcolo si è considerata una altezza pari a 3m e uno strato di ballast con spessore pari a 50cm a monte del paramento, Vedasi Figura 9-1 e Figura 9-2.

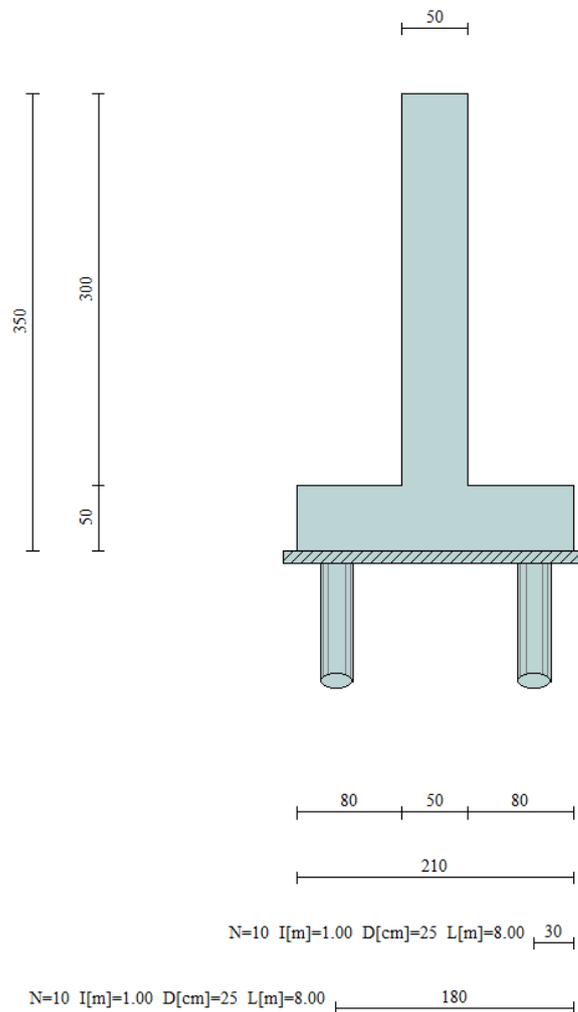


Figura 9-1 – Geometria del muro di sostegno

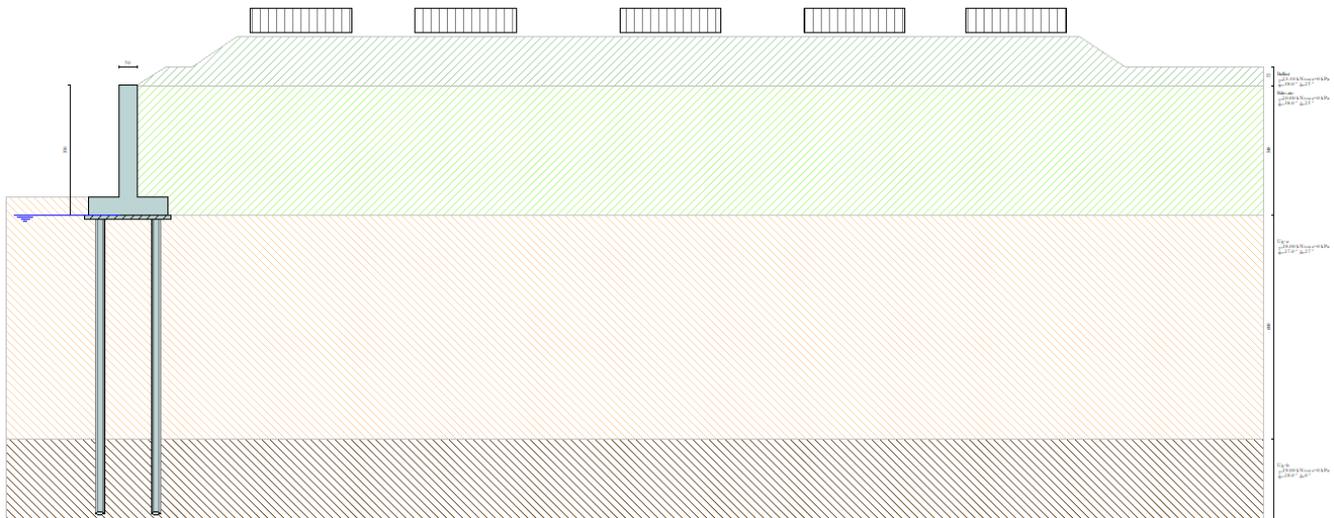


Figura 9-2 – modello di calcolo - muro di sostegno

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	3.00 [m]
Spessore in sommità	0.50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]
Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.80 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.80 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.10 [m]



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	30 DI 76

Inclinazione piano di posa della fondazione 0.00 [°]
Spessore fondazione 0.50 [m]
Spessore magrone 0.10 [m]

Descrizione pali di fondazione

Pali in c.a.

Numero di file di pali 2

Simbologia adottata

N numero d'ordine della fila

X ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]

nr. Numero di pali della fila

D diametro dei pali della fila espresso in [cm]

L lunghezza dei pali della fila espressa in [m]

alfa inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]

ALL allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

N	X	Nr.	D	L	alfa	ALL
1	0.30	10	25.00	8.00	0.00	Sfalsati
2	1.80	10	25.00	8.00	0.00	Sfalsati

10 VERIFICHE GEOTECNICHE – RISULTATI

Si riportano di seguito i fattori di sicurezza per le verifiche geotecniche:

Simbologia adottata

Comb.	Identificativo della combinazione
Tipo comb.	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{Qult}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	61.2524	0.0000
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	61.2524	0.0000
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	61.2524	0.0000
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	61.2524	0.0000
5	EQU - [1]	--	--	--	--	--	49.9094	0.0000
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2.31	58.9752	0.0000
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	96.9829	0.0000
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	96.9829	0.0000
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	96.9829	0.0000
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	96.9829	0.0000
11	EQU - [2]	--	--	--	--	--	86.2312	0.0000
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.67	108.2026	0.0000
13	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	49.6322	16.8011
14	A1-M1 - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	--	49.6322	12.6221
15	EQU - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	49.6322	16.8011
16	EQU - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	--	49.6322	12.6221
17	STAB - [3]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	2.15	49.6322	16.8011
18	STAB - [3]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	2.20	49.6322	12.6221
19	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--	45.3721	0.0000
20	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	54.3910	0.0000
21	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	69.8666	0.0000

11 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo sono condotte secondo i paragrafi 4.1.2.3.4 (per la resistenza flessionale) e 4.1.2.3.5 (per la resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti) delle NTC2018.

Per ottenere i valori di progetto è stato usato il software MAX14.

Flessione e taglio (nel muro)

Le sollecitazioni massime ottenute da MAX14 sono:

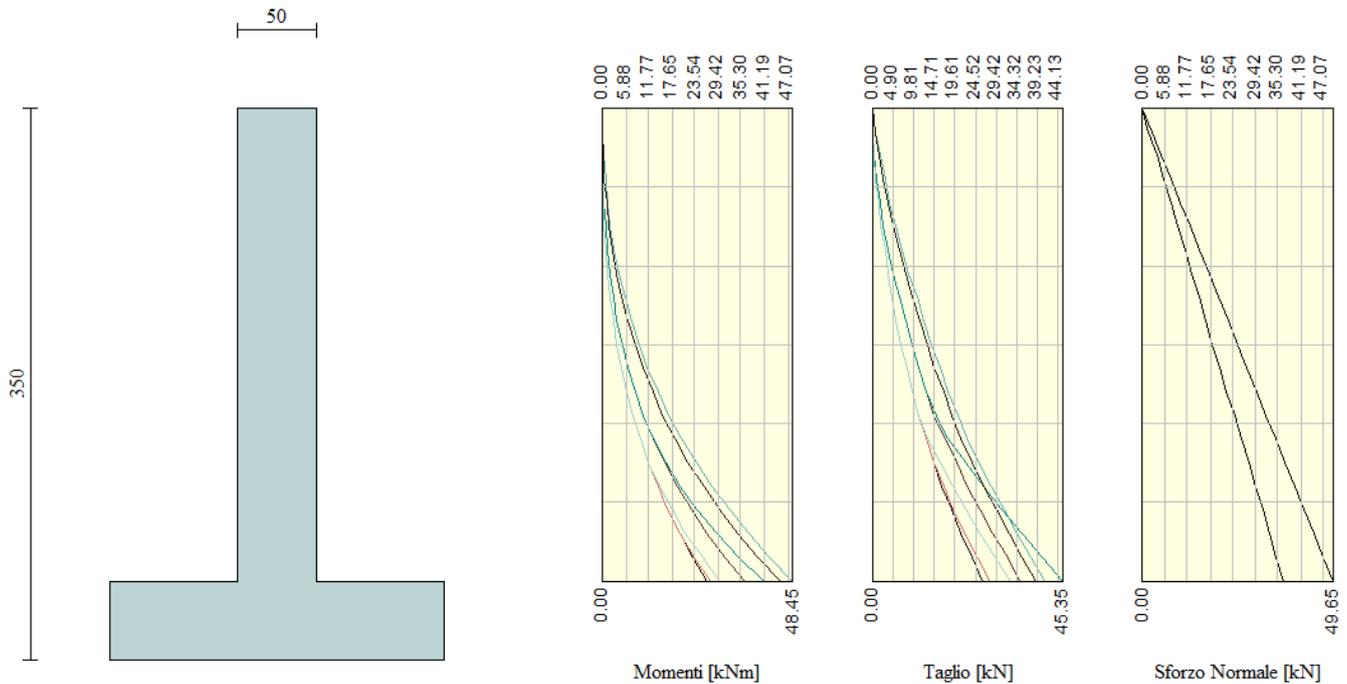


Figura 11-1 – Sollecitazioni sul paramento – SLU

Valore di progetto del momento flettente agente: $M_{Ed} = 48.45 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente: $V_{Ed} = 45.35 \text{ kN}$

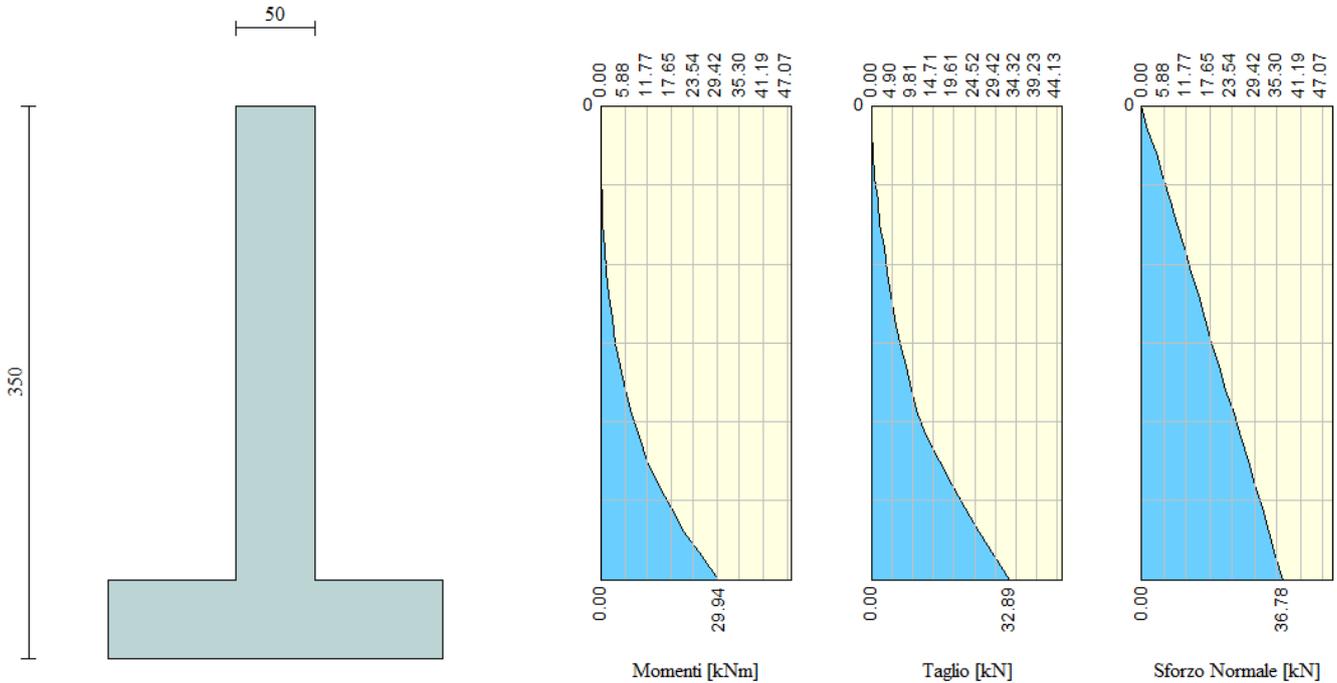


Figura 11-2 – Sollecitazioni sul paramento – SLE

Valore di progetto del momento flettente allo SLE: $M_{SLE} = 29.94 \text{ kNm}$

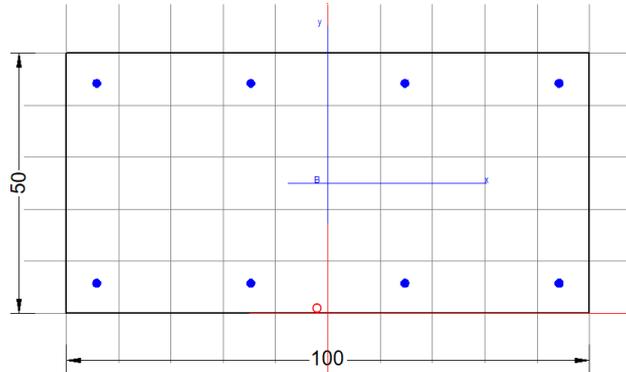
Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali.

Armature adottati per le opere di sostegno:

Lato a monte $4\Phi 16$

Lato a vale $4\Phi 16$

Sezione del paramento



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.020 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.200 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.400 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Barre superiori:	4Ø16	(8.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.8	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	35 DI 76

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	49.00	0.00	0.00

VY con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
 MT Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
 Momento torcente [kN m]

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	30.00

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	30.00 (137.73)

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	30.00 (137.73)

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 28.5 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	49.00	0.27	144.44	2.948	46.5	0.08	0.70	16.1 (7.9)

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
 Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
 N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
 Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	36 DI 76

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	-0.00127	45.2	-0.04140	4.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\emptyset/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la $(C4.1.11)NTC/(7.14)EC2$)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.44	50.0	0.00	41.1	-88.7	45.2	12.0	1200	8.0	0.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00050	0.00011	0.50	0.60	0.000266 (0.000266)	535	0.142	137.73

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.44	50.0	0.00	41.1	-88.7	45.2	12.0	1200	8.0	0.0

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00050	0.00011	0.50	0.60	0.000266 (0.000266)	535	0.142	137.73

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	37 DI 76

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.44	50.0	0.00	41.1	-88.7	45.2	12.0	1200	8.0	0.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00050	0.00011	0.50	0.40	0.000266 (0.000266)	535	0.142	137.73

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 48$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armadura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 4$	Ø	$16 = 8.04 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 452$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			8.04 cm^2

• Sollecitazioni (compressione <0, trazione >0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$	kN	$V_{ed} = 44.0$	kN
----------------	----	-----------------	----

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$	$k = 1.665$	<2
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	$v_{min} = 0.425$	
$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$	$\rho_1 = 0.002$	<0.02
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$	$\sigma_{cp} = 0.00$	MPa <0.2 fcd

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 161.3 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 192.3 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 192.3 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

Flessione e taglio (nella fondazione muro)

Nella seguente figura si riportano le sollecitazioni agenti sulla fondazione.

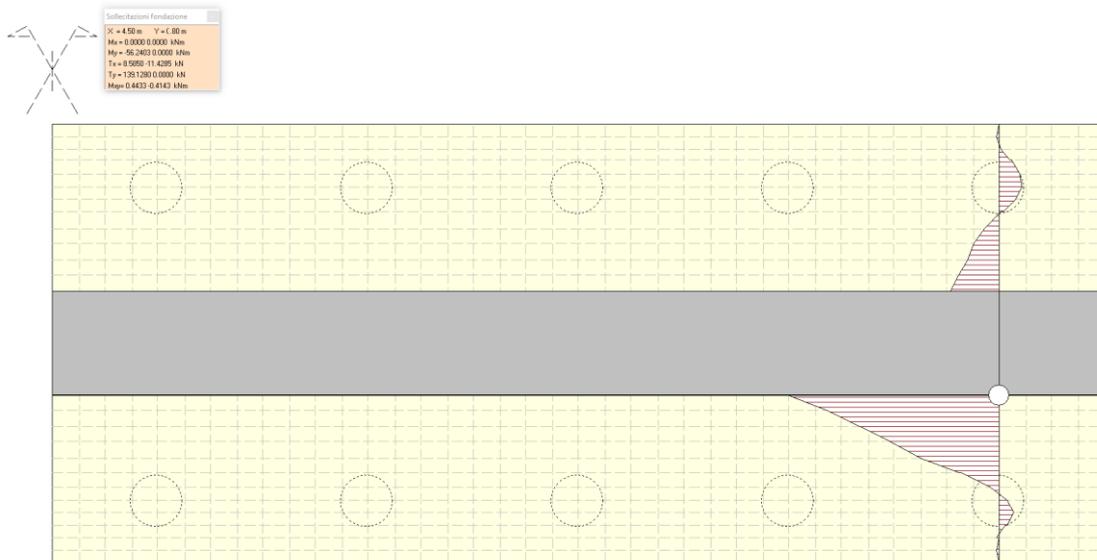


Figura 11-3 - Sollecitazioni nella fondazione – momento flettente

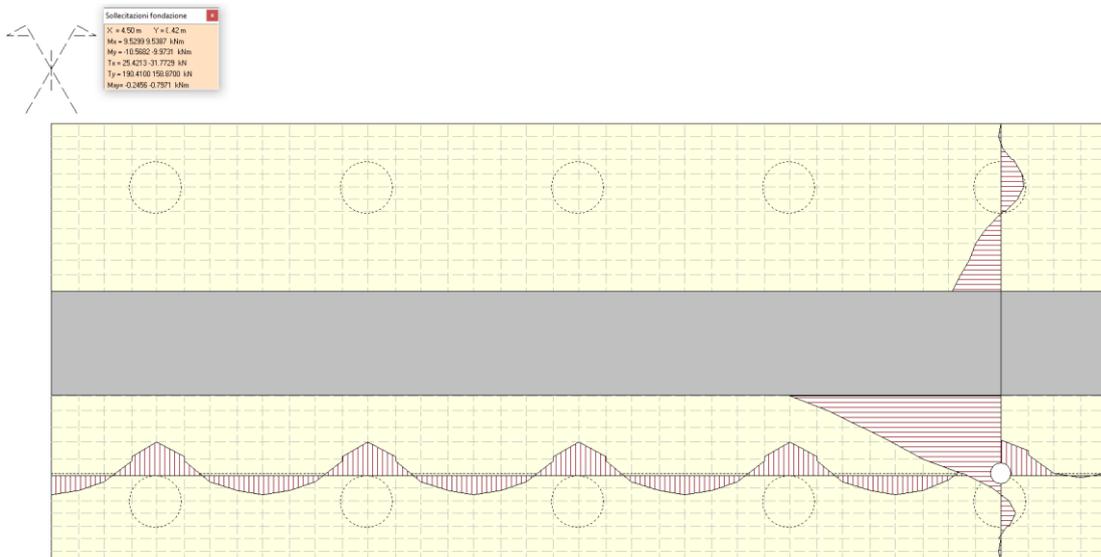


Figura 11-4 - Sollecitazioni nella fondazione – taglio

Valore di progetto del momento flettente agente: $M_{Ed} = 56.25 \text{ kNm}$

Valore di progetto del taglio agente: $V_{Ed} = 190.45 \text{ kN}$

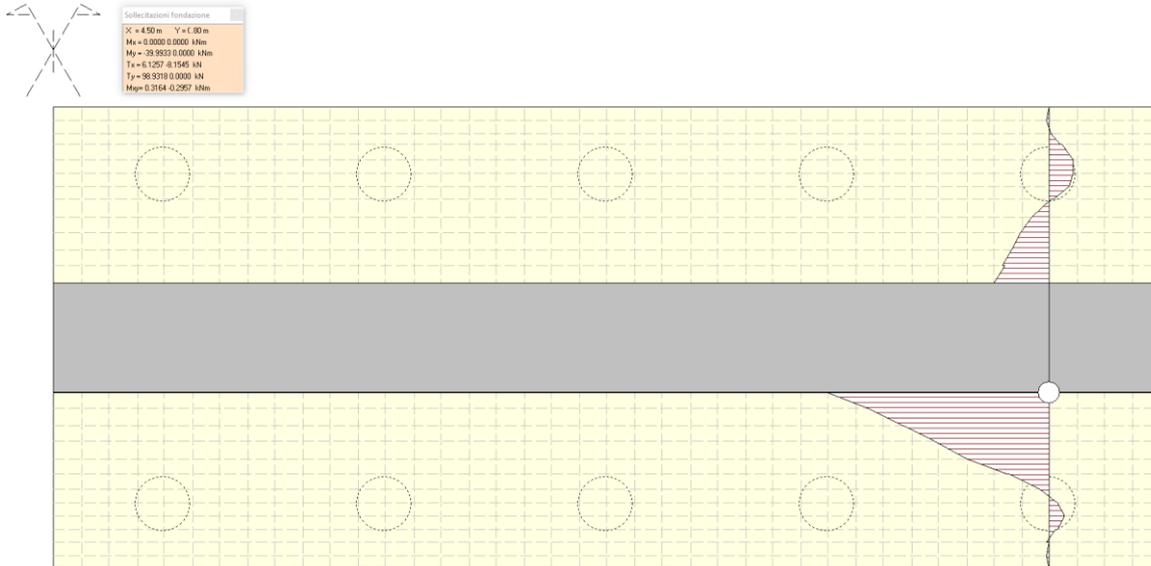


Figura 11-5 - Sollecitazioni nella fondazione – momento flettente - SLE

Valore di progetto del momento flettente allo SLE: $M_{Ed} = 40.97 \text{ kNm}$

Armature adottati per le opere di sostegno:

Lato a monte $5\Phi 16$

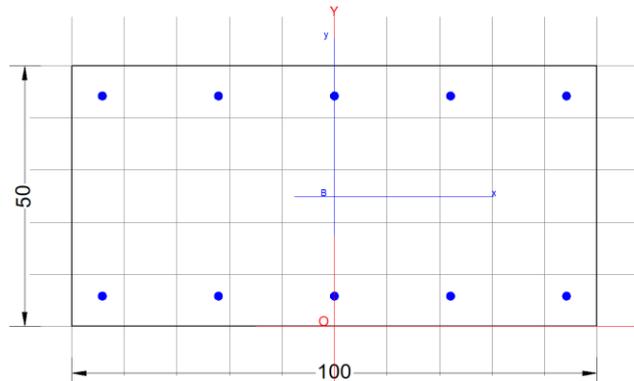
Lato a vale $5\Phi 16$

Staffe $\Phi 10/10 \text{ cm}$ (a due bracci)

Sezione della fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	40 DI 76



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.13 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.020 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.200 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.200 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.400 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	50.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	6.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	6.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	6.8	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	41 DI 76

MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	56.25	0.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	41.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	41.00 (137.90)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	41.00 (137.90)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 20.0 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1) NTC]									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	56.25	0.06	176.79	3.143	45.2	0.11	0.70	20.1 (7.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	42 DI 76

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	50.0	-0.00150	43.2	-0.02828	6.8

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.97	50.0	0.00	40.4	-102.8	43.2	13.5	1346	10.1	21.6

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00015	0.50	0.60	0.000308 (0.000308)	568	0.175	137.90

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.97	50.0	0.00	40.4	-102.8	43.2	13.5	1346	10.1	21.6

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00015	0.50	0.60	0.000308 (0.000308)	568	0.175	137.90

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	43 DI 76

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.97	50.0	0.00	40.4	-102.8	43.2	13.5	1346	10.1	21.6

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00062	0.00015	0.50	0.40	0.000308 (0.000308)	568	0.175	137.90

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 68$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	$\emptyset 16$	$= 10.05 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 432$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	$\emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa resist. di calcolo			10.05 cm^2

• Sollecitazioni (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 191.0 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.680 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.431$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.002 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 170.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 186.3 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 186.3 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$$\theta = 45.0^\circ \quad \text{inclinaz. bielle cls} \quad \text{angolo ammissibile}$$

$$\alpha = 90.0^\circ \quad \text{inclinaz. staffe}$$

Armatura a taglio (staffatura):

$$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 10 \text{ mm con n}^\circ \text{ bracci (trav)} \quad 2 \quad \text{passo } 10 \text{ cm} = 0.157 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha \quad V_{Rsd} = 239.0 \text{ kN}$$

$$f_{cd} = 9.07 \text{ MPa resist. di calcolo ridotta}$$

$$\alpha_c = 1.000 \quad \text{coeff. maggiorativo}$$

$$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha) \quad V_{Rcd} = 1762.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd}) \quad V_{Rd} = 239.0 > 191.0 \text{ kN} \quad \text{c.s.} = 1.3$$

la sezione armata a taglio risulta verificata.

$$\text{Incidenza totale paramento} = 45 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Incidenza totale fondazione} = 110 \text{ kg/m}^3$$

12 VERIFICA DEI MICROPALI

Verifiche SLU

12.1 Verifica della capacità portante verticale del micropalo

La fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite se $F_{c,d} \leq R_{c,d}$, dove $F_{c,d}$ è il carico assiale di progetto e $R_{c,d}$ è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo del micropalo per carichi assiali.

I valori della tensione di adesione di progetto possono essere ricavati come $\tau_{sd} = \tau_{sk}/\gamma_s$:

Il valore caratteristico della resistenza deve essere determinato come:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

$$\tau_{sk} = \min \left\{ \frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}, \frac{\tau_{s,min}}{\xi_4} \right\}$$

dove ξ_3 e ξ_4 dipendono dal numero di verticali indagate secondo la tabella 6.4.IV del D.M.2018:

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

I valori di resistenza medi da introdurre nel calcolo sono ricavati con il metodo di Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida europee e statunitensi, e basato sulla conoscenza del parametro N_{SPT} (da prove pressiometriche o SPT) e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati.

Il metodo è applicabile a due diversi tipi di micropali iniettati di calcestruzzo armato: IRS e IGU. La sigla IRS è applicata a micropali la cui metodologia di realizzazione consente l'iniezione ripetitiva e selettiva del calcestruzzo a

diverse profondità; con la sigla IGU (iniezione globale unica) vengono invece identificati i sistemi che consentono un'iniezione di micropali in un'unica soluzione. Nel caso in esame, si adotta l'iniezione di tipo IGU.

Per la determinazione del carico limite dei pali, Bustamante e Doix fanno riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{lim} = Q_l$$

$$Q_l = \pi d_s L_s s$$

Calcoliamo la portanza laterale Q_l .

Si assume:

$$d_s = \alpha d$$

dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente adimensionale maggiorativo, che tiene conto della tecnica di esecuzione del palo e del tipo di terreno, ed il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella di Viggiani (1999):

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

Figura 12-1 – Valori del coefficiente α (Viggiani, 1999)

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza, nonché della tecnica di realizzazione del micropalo.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

Figura 12-2 – Indicazioni per la scelta del valore di s (Viggiani, 1999)

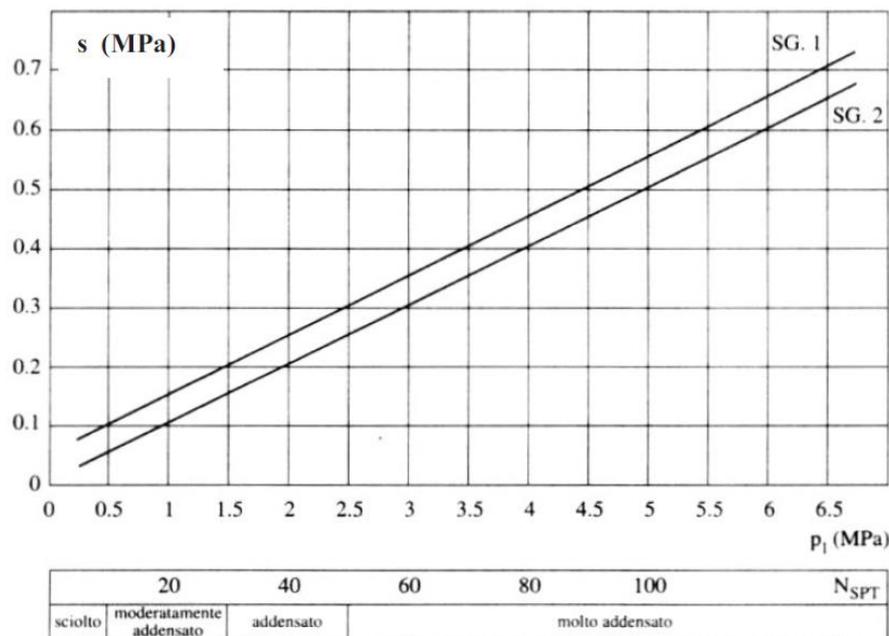


Figura 12-3 – Abaco per la determinazione di s – sabbie e ghiaie

La valutazione del parametro s viene effettuata per pali realizzati mediante iniezioni unica.

Con riferimento al sondaggio PDVL-S1, Vedasi Doc. [20], nel caso in esame si assume un valore pari a 30kPa per la tensione limite di aderenza ($=s$).

La verifica di capacità portante è svolta con la combinazione A1+M1+R3.

Nella figura che segue si rappresenta le reazioni nei micropali calcolate per lo stato limite di SLU+SLV.

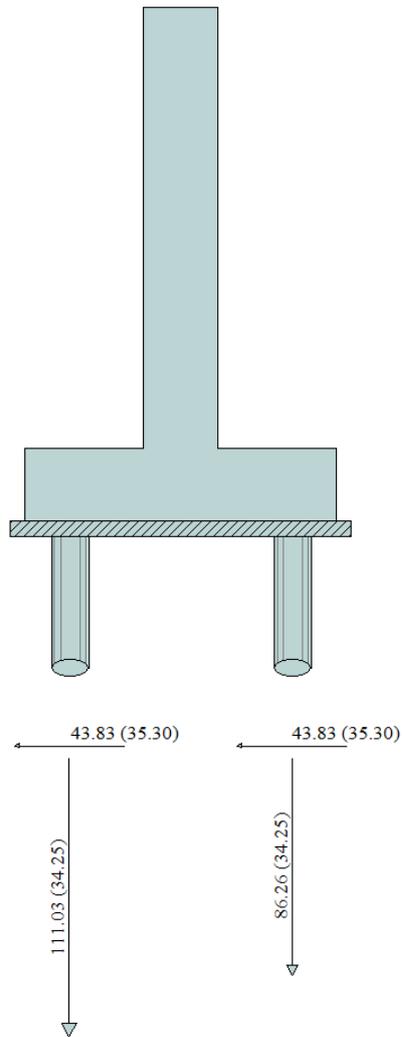


Figura 12-4 – Sollecitazioni max su micripali

FORZE MAX SUI PALI SLU [kN]	
Compressione	Taglio
-111.1	44

Le verifiche sono state condotte per i micropali $\phi 250$ di lunghezza pari a 8m, dotati di tubolari $\phi 168.3$ con lo spessore pari a 12mm.

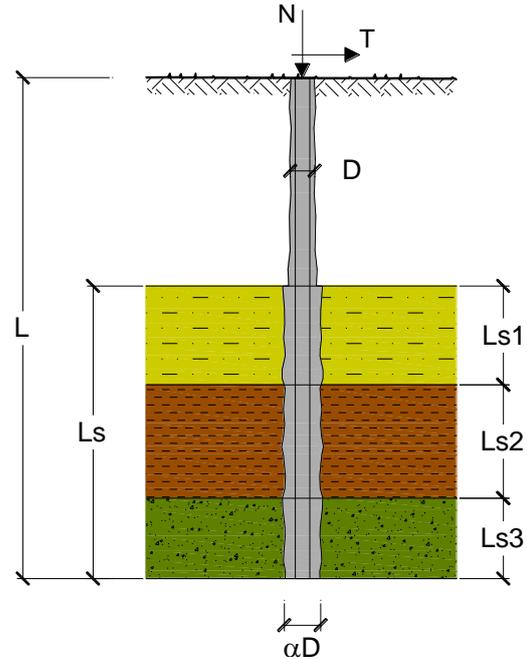
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: Muro - Vado Ligure

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	111.10	0.00	111.10
T (kN)	44.00	0.00	44.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88			1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.15	1.25

n	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	DM88	prog.					
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.25 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **8.00 (m)**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	50 DI 76

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 $\varnothing 168,3 \times 12,0$

$\varnothing 168,3 \times 12,0$

Area dell'armatura (Aarm): 5892 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (Jarm): 1.810E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (Warm): 215,088 (mm³)

Tipo di acciaio

Tensione di snervamento dell'acciaio (fy): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{im}): 262 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	S_i media (MPa)	S_i minima (MPa)	S_i calcolo (MPa)	Qs_i (kN)
terreno	8.00	1.10	0.28	0.030	0.030	0.015	106.06
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

$Ls = 8.00$ (m) $QI = 106.06$ (kN)

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta * QI$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 15\%$ $Qp = 15.91$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + QI$

$Qlim = 121.97$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N$ (Fs > 1)

$Fs = 1.10$



**PROGETTO DEFINITIVO AGENUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	51 DI 76

12.2 Calcolo del carico critico relativo a instabilità elastica

Il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo viene calcolato come:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

in cui $\beta = k D_{arm}$ è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento (k è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler).

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_k / N$$

con $\eta > 10$ e dove N è lo sforzo normale agente in testa al palo.

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

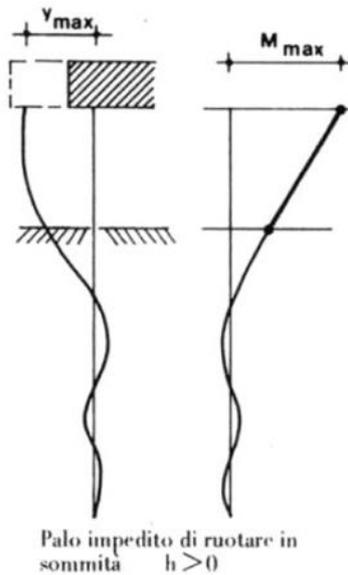
Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): **3.37 (N/mm²)**

$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ **$\eta = P_k / N$ (consigliato $\eta > 10$)**

$P_k = 7153.72$ (MN) $\eta = 64.39$

12.3 Verifica dei micropali alle forze orizzontali

La verifica delle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il momento agente in testa al micropalo ed ipotizzando che la rotazione alla testa del palo sia impedita:



$$M = T / (2b)$$

$$b = (k \cdot D / 4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1.4}$$

in modo da poter determinare

$$s = N / A_{arm} \pm M / W_{arm}$$

$$\tau = 2T / A_{arm}$$

e calcolare la tensione ideale del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5}$$

La verifica è soddisfatta se

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

Per i micropali maggiormente sollecitati si ottengono i seguenti risultati:

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	53 DI 76

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = 4 \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.757 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 29.05 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 153.92 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -116.21 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 14.93 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 156.08 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Sotto l'azione di una forza orizzontale in testa, l'andamento della deformata del palo è descritto dalla seguente equazione:

$$y(z) = \frac{T}{Dk_h\lambda} e^{-z/\lambda} \left(\cos \frac{z}{\lambda} + \operatorname{sen} \frac{z}{\lambda} \right)$$

in cui

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D}}$$

Lo spostamento massimo si ha in testa al palo, in corrispondenza di $z = 0$:

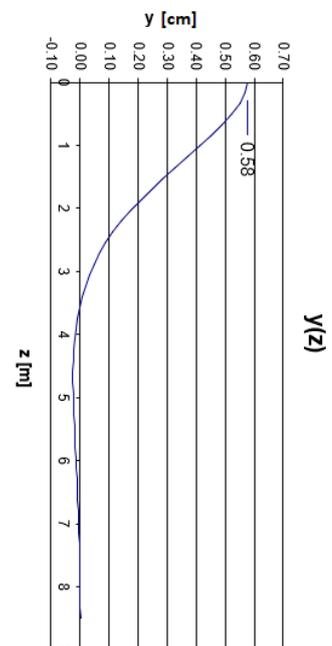
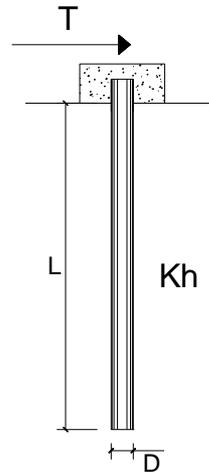
$$y(z = 0) = \frac{T}{Dk_h\lambda}$$

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Muro - Vado Ligure

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0.25	(m)
Lunghezza del palo (L)	8	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	19.6	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	44	(kN)
fck del calcestruzzo:	25.0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33.0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	19175	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	148.99	(cm)



12.4 Verifica della capacità portante del micropalo nei confronti delle azioni trasversali

Di seguito si calcolano i valori massimi del momento flettente e del carico orizzontale tollerabili dal micropalo o dal terreno. Tali valori vengono calcolati secondo la teoria di Broms, il quale stima due possibili meccanismi di rottura per pali impediti di ruotare in testa ed immersi in terreni coerenti:

Palo “corto”;

Palo “lungo”.

I valori minimi di resistenza ottenuti dai due meccanismi rappresentano i valori limite per il micropalo di fondazione. Il calcolo è stato svolto considerando l'ipotesi di palo con testa vincolata.

Per i micropali maggiormente sollecitati si ottengono i seguenti risultati:

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 250 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 168.3 (mm)

Spessore = 12.0 (mm)

Sforzo Normale = 111.1 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_C = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 275 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d} = 239.1$ (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.114%

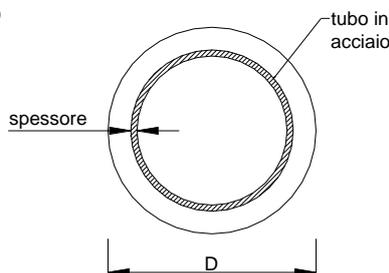
ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 82.7 (kN m)

Inserisci



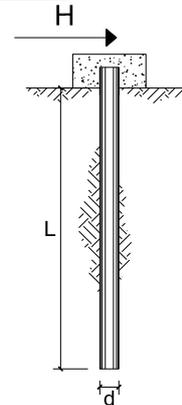
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Muro - Vado Ligure

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_{φ}	γ_{τ}	
		γ_G	γ_Q			
FS	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		●	1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	8.00	(m)
Diametro del palo	d =	0.25	(m)
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	82.72	(kN m)
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	27.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	27.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$)	$k_{p,med} =$	2.66	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	18.00	(kN/m ³)
Carico Assiale Permanente (G):	G =	44	(kN)
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)

Palo corto:

$H1_{med} = 1150.39$ (kN) $H1_{min} = 1150.39$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 393.80$ (kN) $H2_{min} = 393.80$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 103.48$ (kN) $H3_{min} = 103.48$ (kN)

$H_{med} = 103.48$ (kN) palo lungo $H_{min} = 103.48$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 60.87$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_{\tau} = 46.82$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 44.00$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.06$

12.5 Verifiche SLE

Verifiche dei cedimenti

Il cedimento del micropalo è ricavato tramite la formula di Poulos e Davis:

$$\delta = (\beta \cdot P_{\max}) / (E \cdot Lu)$$

in cui

$$\beta = 0.5 + \log(Lu/D);$$

P_{\max} = carico massimo a cui è sottoposto il palo;

E = modulo di deformazione del materiale in cui è ammorsato il micropalo;

$E = 20 \text{ MPa}$ (ipotizzato uguale al valore medio di E' dalla relazione geotecnica)

Lu = lunghezza utile

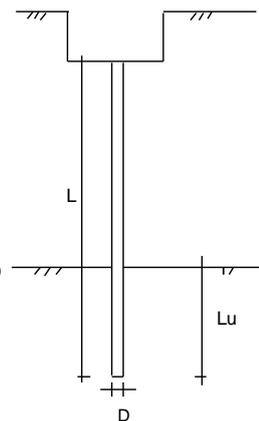
La verifica è svolta per il valore massimo dell'azione $P_{\max} = 111.1 \text{ kN}$.

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Muro - Vado Ligure

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.25	(m)
Carico massimo sul palo (P_{\max}):	111.10	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	8.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	8.00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	20000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot Lu$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0.5 + \log(L_{\text{utile}} / D): \quad 2.01 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot Lu \quad 1.39 \quad (\text{mm})$$

Con riferimento al fabbricato posto in vicinanza del muro, data l'entità dei cedimenti non si segnalano problematiche agli SLE.

13 Palancola

Scopo del presente capitolo è quello di verificare dimensionamento dell'opera di sostegno provvisoria al fine di realizzare il muro di sostegno previsto in prossimità dello scatolare Rio Lusso, Vedasi *Figura 13-1*.

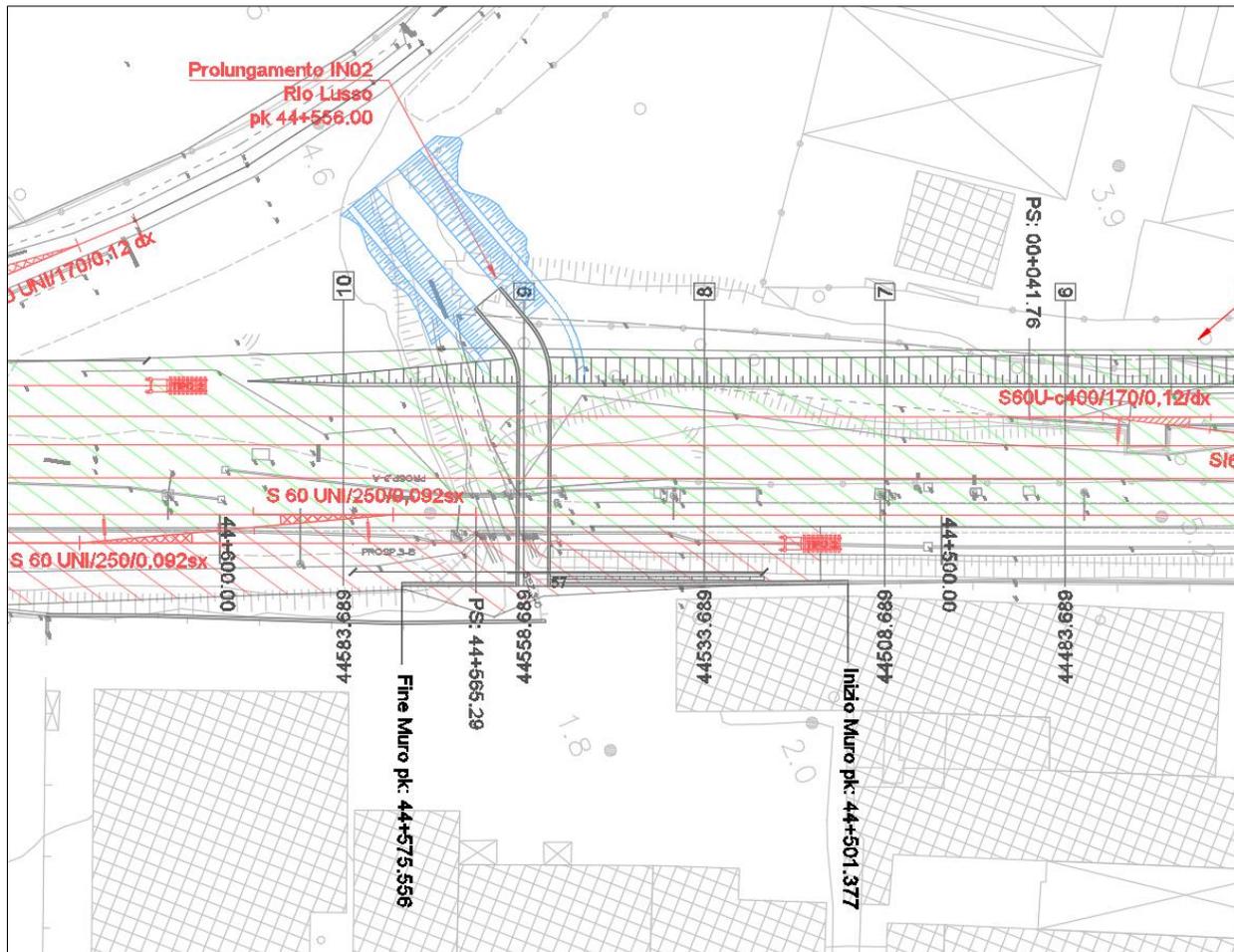


Figura 13-1- Vista planimetrica – muro di sostegno

I calcoli, di cui alla presente Relazione Tecnica, sono stati condotti considerando le caratteristiche geotecniche già menzionate nel capitolo 5.

13.1 Descrizione dell'opera

Al fine di sostenere lo scavo necessario per realizzare il muro di sostegno si prevede la realizzazione di una paratia provvisoria costituita da un palancolato metallico di tipo AZ-50, di lunghezza totale pari a 12m.

Per il calcolo e il dimensionamento dell'opera si è fatto riferimento alla seguente sezione di calcolo, Figura 13-2. Si evidenzia che durante la fase realizzativa la linea esistente (Binario II), ad una distanza di 9.95m dal lato esterno del muro, sarà in esercizio.

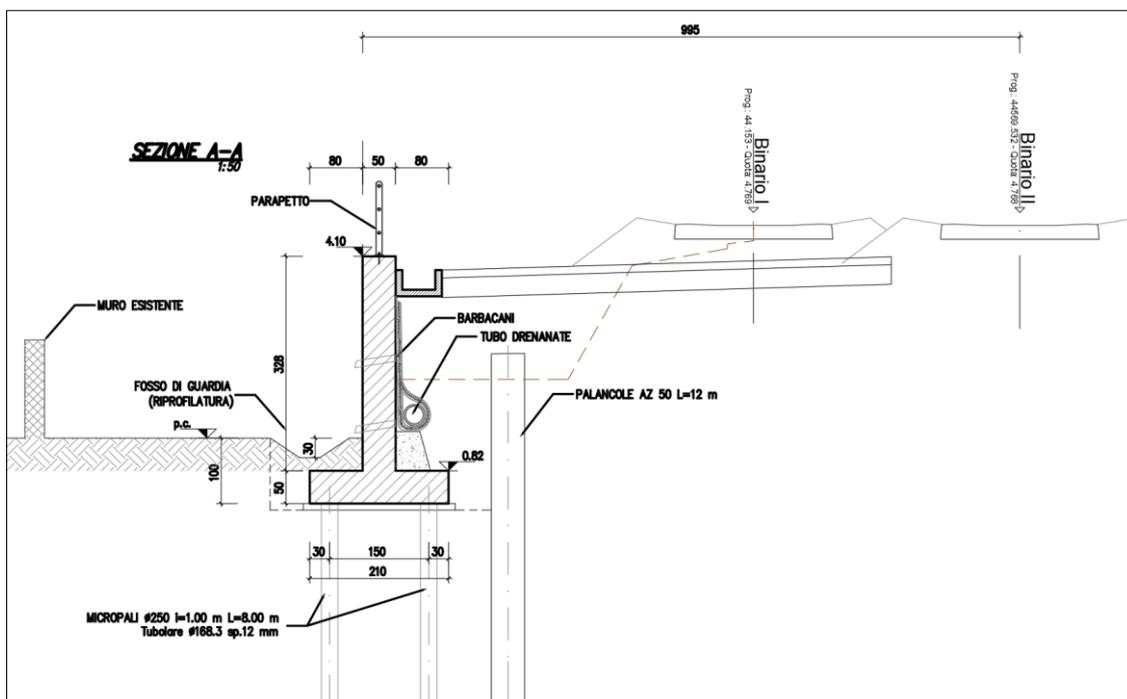


Figura 13-2- Sezione trasversale di calcolo

In conformità con quanto prescritto dalle NTC 2018 al paragrafo 6.5.2.2, la profondità di scavo viene incrementata.

Nella tabella seguente viene riassunta l'altezza di scavo considerata nel modello di calcolo:

Profondità di scavo da p.c.	Incremento (NTC 2018)	Scavo massimo di modello
m	m	m
2.3	0.2	2.5



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	60 DI 76

13.2 Analisi dei carichi

13.2.1 Carichi permanenti

-Peso proprio cls

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

- Il peso della sovrastruttura ferroviaria è stato applicato sull'impronta del ballast, per un'altezza media fra il piano del ferro e l'estradosso del sub-ballast pari a 0.80 m, e risulta pari a 14.4 kPa.

13.2.2 Carichi accidentali

Le azioni variabili sono rappresentate dai carichi da traffico ferroviario, valutati nel rispetto delle normative di riferimento e considerando il caso peggiore tra i tre modelli di carico previsti: LM71, SW/0 ed SW/2. Per ogni binario, tale azione risulta essere pari a 64 kPa (LM71) ed applicata su una superficie definita dalla larghezza della traversa e dalla larghezza di diffusione del carico nel ballast (2.7 m in totale).

13.2.3 Azione sismica

L'opera non è interessata dal sisma in quanto provvisoria.



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO - MURI

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IVH0	02	D 26 CL	MU0000 001	A	61 DI 76

13.3 Spinta del terreno

Nel modello di calcolo impiegato dal software adottato PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia. I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^m$$

dove:

$$K_0^{NC} = 1 - \sin \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($OCR=1$).

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Attraverso valori opportuni di K_a e K_p si può tener conto dell'angolo di attrito ϕ' tra paratia e terreno e della pendenza del terreno a monte ed entro la luce di scavo; si possono usare a questo scopo i valori desunti da NAVFAC (1986) o quelle elaborate da Caquot e Kerisel (1948). Per maggiori dettagli si rimanda al manuale del software PARATIE.

13.4 Analisi numeriche

Di seguito sono riportate le analisi effettuate per definire il dimensionamento del palancoato metallico al fine di realizzare il muro di sostegno su micropali. Il modello di calcolo è stato realizzato per una palanca con il profilo AZ-50 tramite il programma ParatiePlus, in condizioni statiche, al fine di valutare gli spostamenti orizzontali in condizioni SLE e le sollecitazioni sugli elementi strutturali in condizioni SLU.

Nella seguente tabella si riassumono i parametri geotecnici di progetto:

	Terreni	γ_{DRV} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
	Rilevato esistente Sabbia / Ghiaia	20	0	35	$E_{vc} = 40000$ $E_{ur} = 64000$
	Ug-a Sabbia / Ghiaia	18	0	27	$E_{vc} = 8000$ $E_{ur} = 12800$
	Ug-b Sabbia / Ghiaia	19	0	28	$E_{vc} = 10000$ $E_{ur} = 16000$
	Ug-c Sabbia / Ghiaia	18	0	32	$E_{vc} = 20000$ $E_{ur} = 32000$

Figura 13-3- Modello geotecnico

Le fasi esecutive per l'analisi della sezione di calcolo sono le seguenti:

1. Stato geostatico iniziale.
2. Realizzazione del palancoato metallico, applicazione del carico ferroviario pari a 64 kPa e il sovraccarico di ballast pari a 14.4 kPa.
3. Scavo alla profondità di -1m.
4. Scavo alla profondità di -2m.
5. Raggiungimento quota di fondo scavo (-2.5 m dalla sommità della palanca).

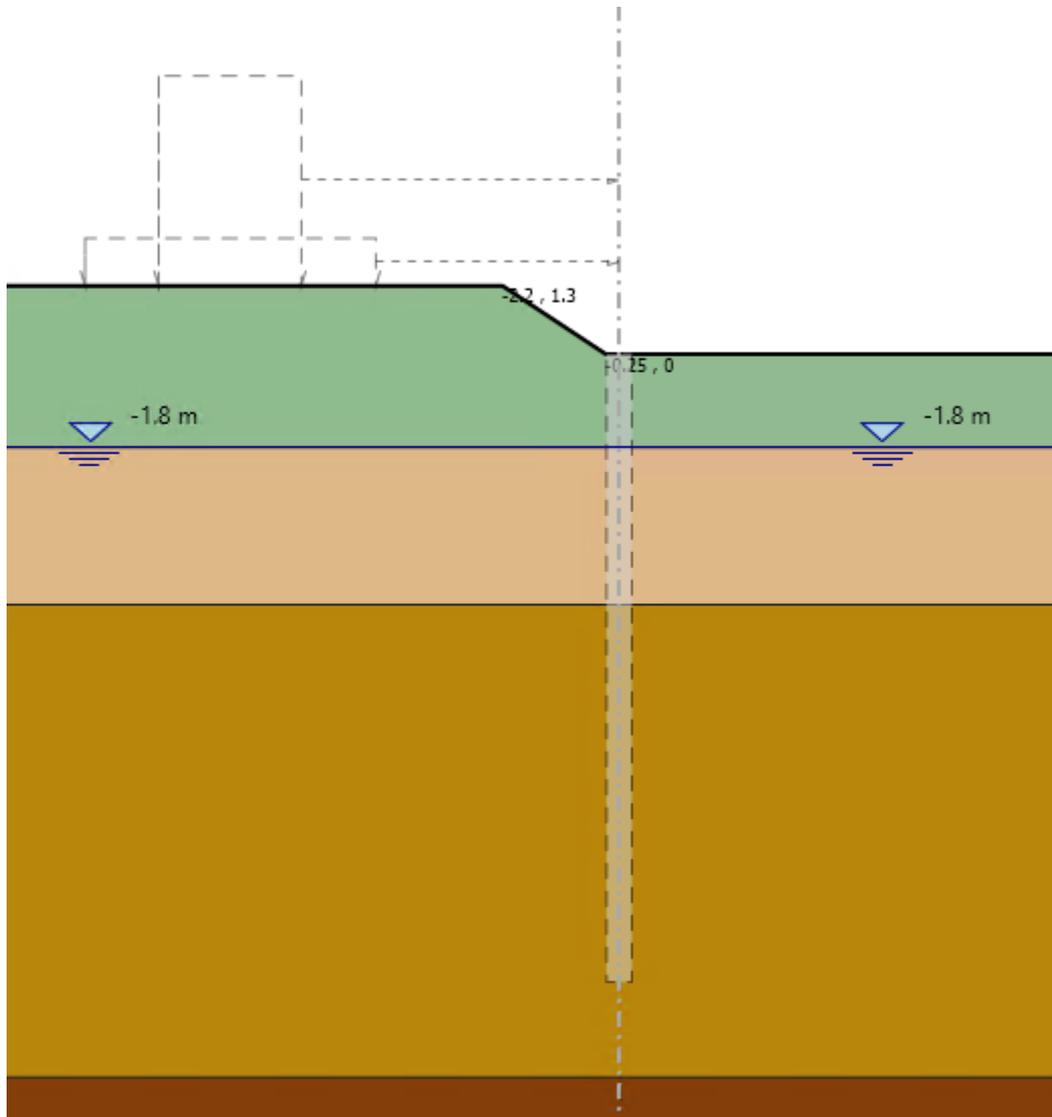


Figura 13-4- Fase I

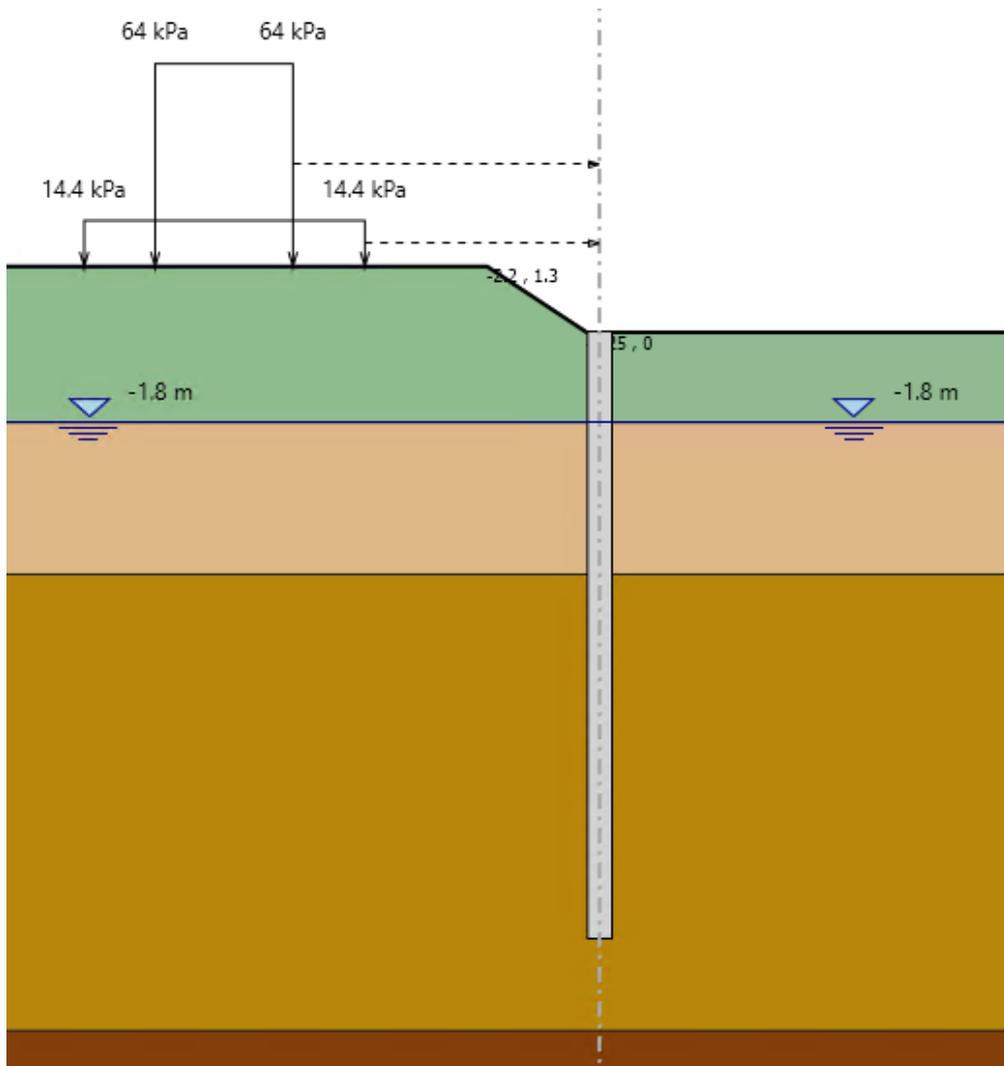


Figura 13-5- Fase 2

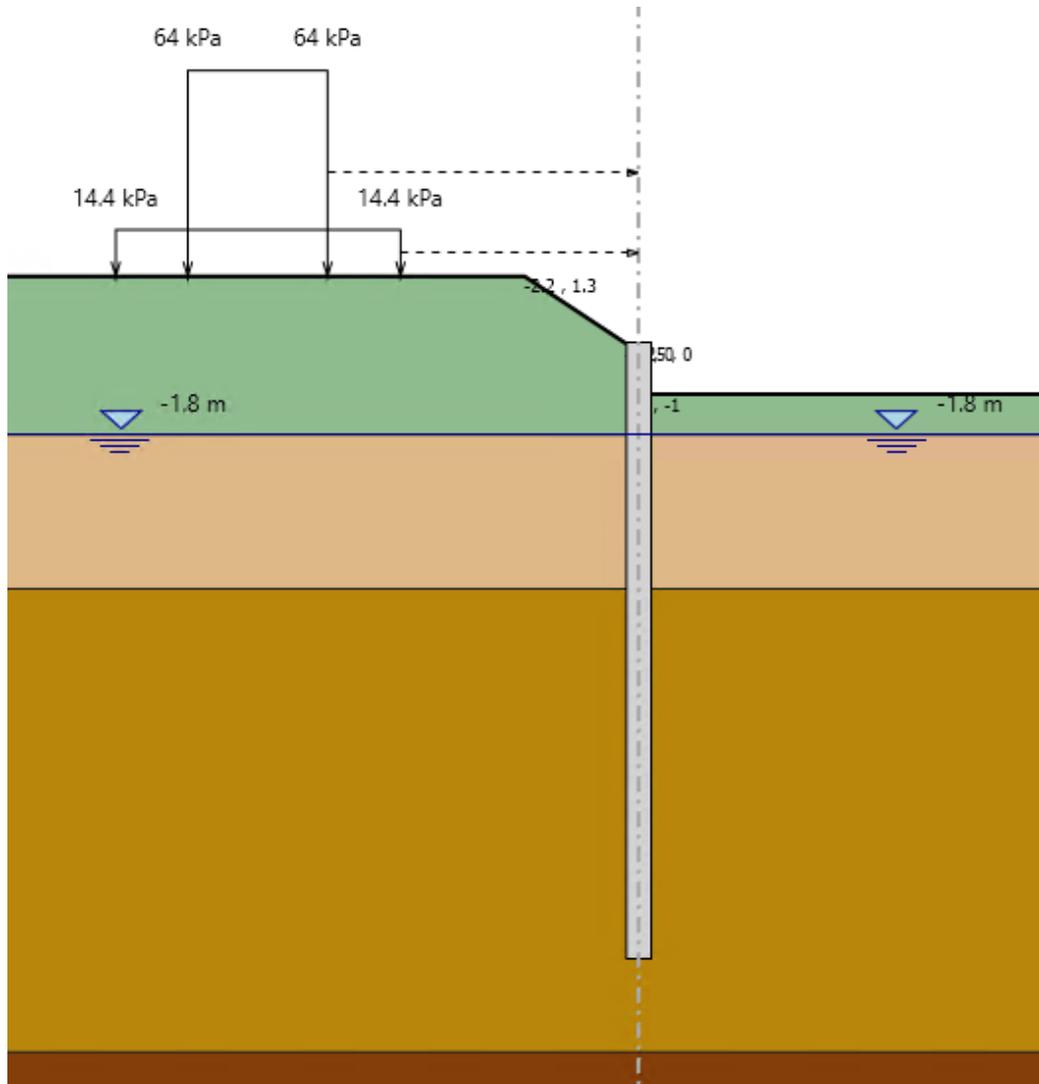


Figura 13-6- Fase 3

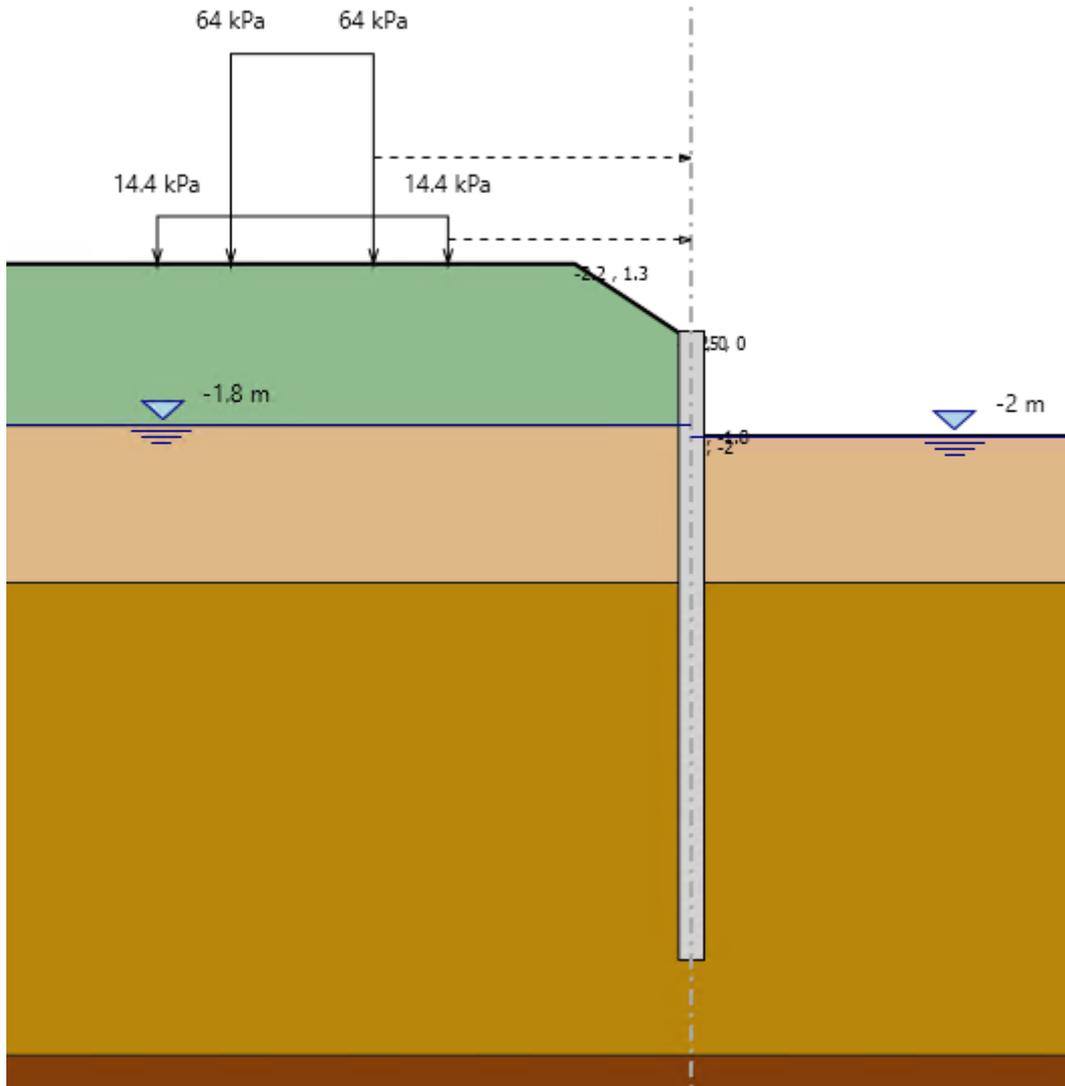


Figura 13-7- Fase 4

13.5 Risultati

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle analisi condotte per il modello implementato, con le indicazioni dei valori massimi e minimi delle caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti massimi attesi.

I valori delle caratteristiche della sollecitazione sono per metro lineare di profondità.

Ai paragrafi successivi, viene poi riportato anche un dimensionamento degli elementi strutturali principali.

13.5.1 Sollecitazioni allo stato limite ultimo (SLU)

Si riportano di seguito gli involuipi delle sollecitazioni dell'analisi condotta per quanto riguarda la combinazione strutturale SLU (A1+M1+R1).

Il diagramma del Momento Flettente:

$M_{max} = 227.31 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$; momento flettente massimo

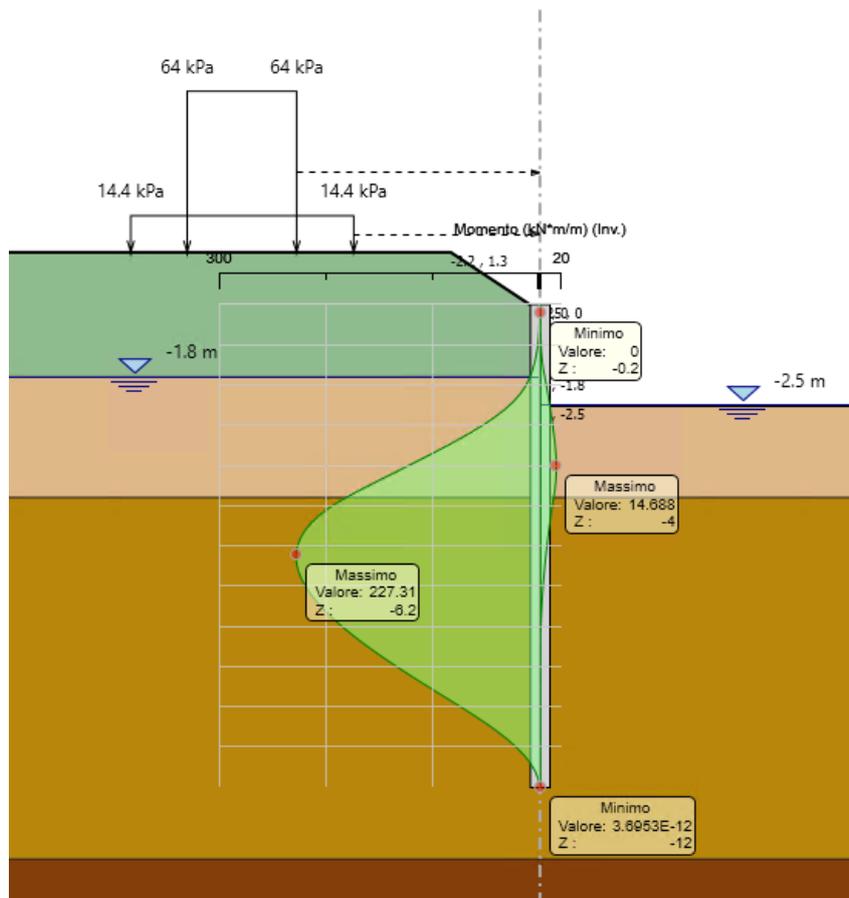


Figura 13-9 – Diagramma del momento flettente – A1 M1 R1

Il diagramma del Taglio:

$T_{max} = 75.1 \text{ kN/m}$; taglio massimo

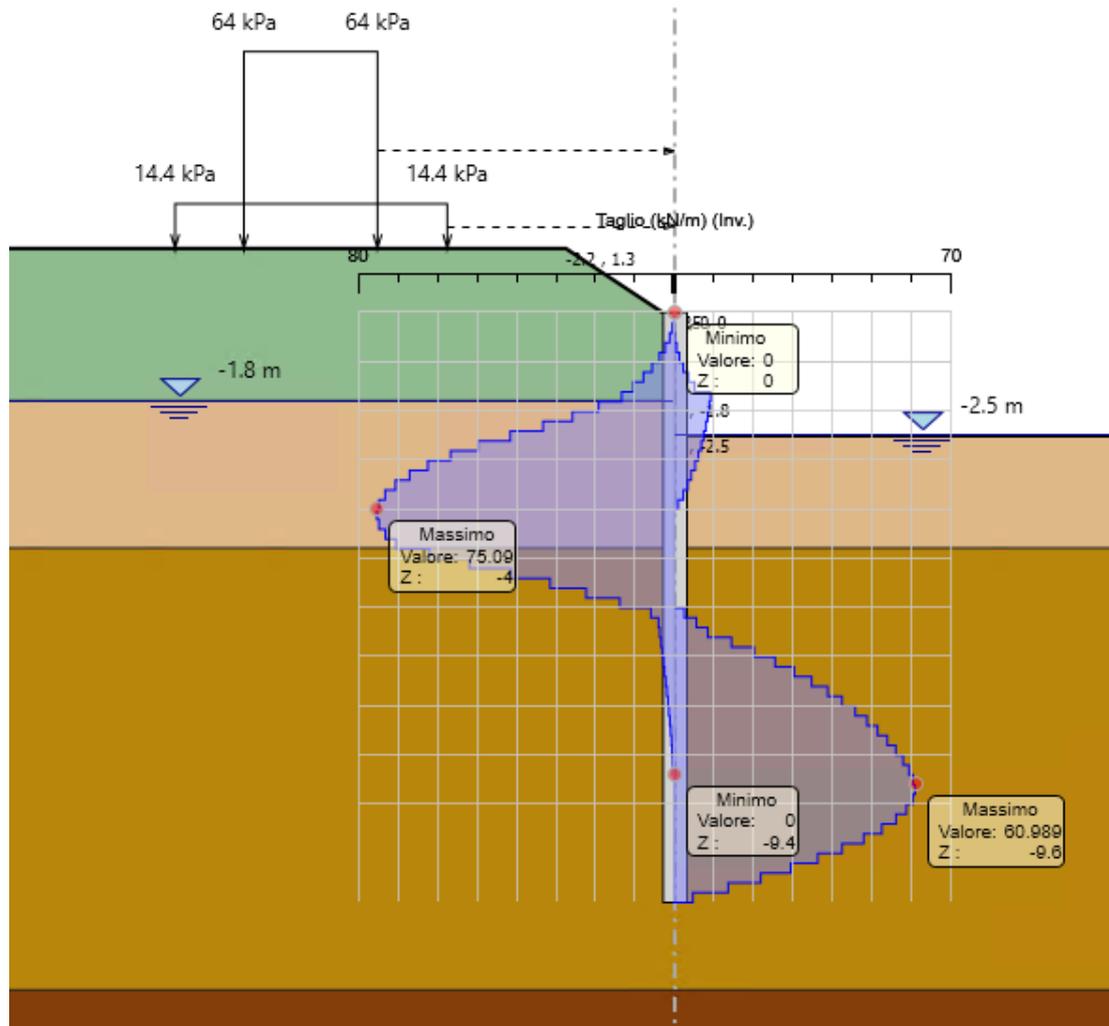


Figura 13-10 – Diagramma del taglio – A1 M1 R1

13.5.2 Verifiche strutturali - SLU

Di seguito vengono riportate le verifiche allo stato limite SLU per il palancolato metallico con la sezione trasversale di tipo AZ-50 in accordo con i criteri di verifica dell'Eurocodice 3 (Par. 5.2.2; UNI EN 1993-5: 2007- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole).

	Width b mm	Height h mm	Thickness		Mass		Moment of inertia cm ⁴ /m	Elastic section modulus cm ³ /m
			t mm	s mm	single pile kg/m	wall kg/m ²		
AZ 50	580	483	20.0	16.0	146.7	252.9	121 060	5 015

Figura 13-11 – Caratteristiche del profilo AZ 50 – Arcelor Mittal

13.5.2.1 Verifica a flessione

La verifica della palancola a flessione risulta soddisfatta se $M_{c,Rd} > M_{ed}$.

- Class 1 or 2 cross-sections: $M_{c,Rd} = \beta_B W_{pl} f_y / \gamma_{M0}$

- Class 3 cross-sections: $M_{c,Rd} = \beta_B W_{el} f_y / \gamma_{M0}$

dove:

W_{el} is the elastic section modulus determined for a continuous wall;

W_{pl} is the plastic section modulus determined for a continuous wall;

β_B is a factor that takes account of a possible lack of shear force transmission in the interlocks and has the following values:

$\beta_B = 1,0$ for Z-piles and triple U-piles

$\beta_B \leq [1,0]$ for single and double U-piles

VERIFICA A FLESSIONE		
W_{el}	0.005015	m ³ /m
f_{yk}	275	N/mm ²
γ_{M0}	1.05	
β_B	1	
$M_{c,Rd}$	1313.45	kNm/m
M_{ed}	227.31	kNm/m
$M_{ed}/M_{c,Rd}$	0.173	< 1

13.5.2.2 Verifica a taglio

La verifica della palancola a taglio risulta soddisfatta se $V_{pl,Rd} > T_{sd}$.

$$V_{pl,Rd} = (A_v f) / (\sqrt{3} \gamma_{M0})$$

=

dove: $A_v = t_w (h - 2t_f)$

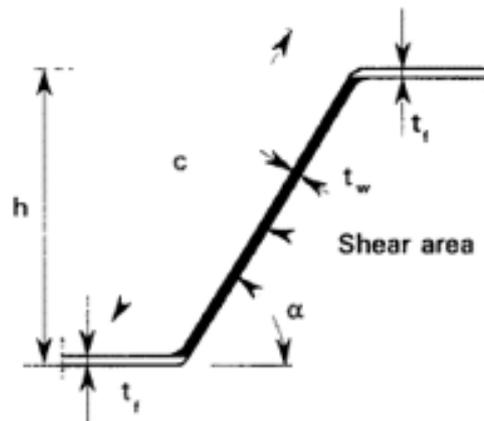


Figura 13-12 – Definizione dell'area di taglio per Z-piles

VERIFICA A TAGLIO		
tw	16	mm
h	483	mm
tf	20	mm
Av	7088	mm ²
Vpl,rd	1071.78	kN/m
Tsd	75.1	kN/m
Tsd/Vpl,rd	0.070	< 1

13.5.3 Deformazioni allo stato limite di esercizio (SLE)

Gli spostamenti orizzontali massimi in sommità della palancola allo SLE risultano circa 3.6 cm.

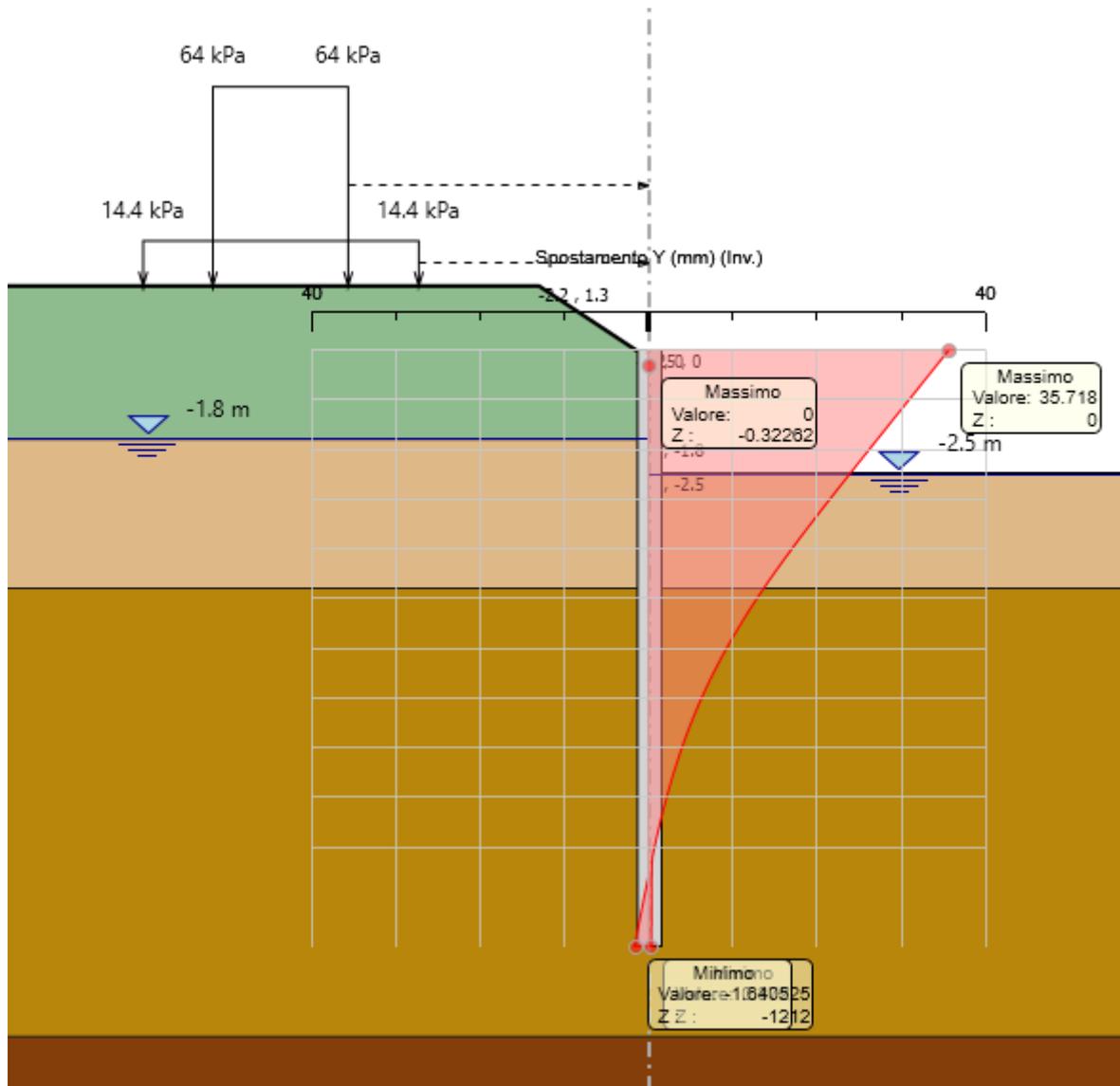


Figura 13-13 - Diagramma spostamenti - SLE

13.5.4 Verifica dei cedimenti sotto il binario esistente

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.5.3.2 del Doc. Rif. [1]), che gli spostamenti/cedimenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza e la funzionalità di manufatti adiacenti.

Nel caso di rilevato da realizzarsi in affiancamento ad un rilevato esistente e mantenendo quest'ultimo in esercizio durante i lavori, si richiede che una stima del cedimento delle due rotaie in una stessa sezione verticale del rilevato. Inoltre, con riferimento alla tabella che segue, è necessario verificare che gli spostamenti indotti sui binari in esercizio durante la costruzione rispettino i valori riportati in Tabella 4, ovvero inferiori ai valori limite dei difetti riferiti al secondo livello di qualità. Laddove si superino i limiti riferiti al primo livello di qualità, è richiesto il monitoraggio del binario durante la costruzione.

Tabella 4 – Valori limite dei difetti in direzione trasversale (in mm) – (Doc.[4])

	V ≤ 160 km/h	160 < V ≤ 300 km/h
1° livello di qualità	$\Delta H \leq 10$ SCARTXL ≤ 6	$\Delta H \leq 10$ SCARTXL ≤ 4
2° livello di qualità	$10 < \Delta H \leq 15$ $6 < \text{SCARTXL} \leq 10$	$10 < \Delta H \leq 15$ $4 < \text{SCARTXL} \leq 8$
3° livello di qualità esecuzione a breve termine anche in relazione ai limiti di sgembo (2)	$15 < \Delta H \leq 20$ (1) $10 < \text{SCARTXL} \leq 14$	$15 < \Delta H \leq 20$ (1) $8 < \text{SCARTXL} \leq 12$
(1) il valore di ΔH può essere ammesso solo a seguito di una verifica di assenza di problemi di sagoma (gallerie, interasse, posizione linea di contatto ecc.)		
(2) ATTENZIONE al rispetto delle condizioni di lavorabilità del binario previste dalla Norma sulla l.r.s.		

La figura seguente mostra un SCARTXL pari a 3 mm e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

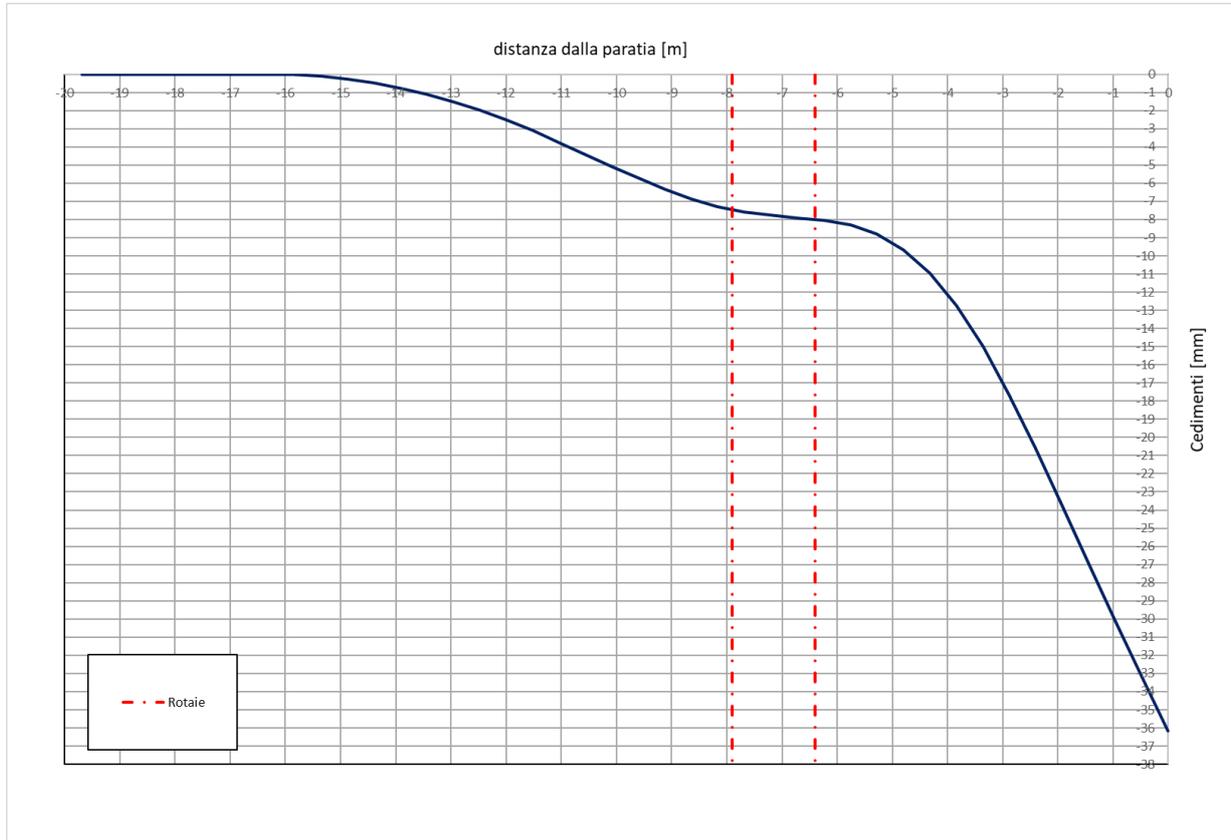


Figura 13-14 - Contour cedimenti sotto il binario ferroviario esistente

13.5.5 Verifica di stabilità dell'opera alla rototraslazione

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche (combinazione A2+M2+R1), la percentuale di spinta passiva mobilitata, pari al 68%, è tale da garantire la stabilità dell'opera alla rototraslazione.

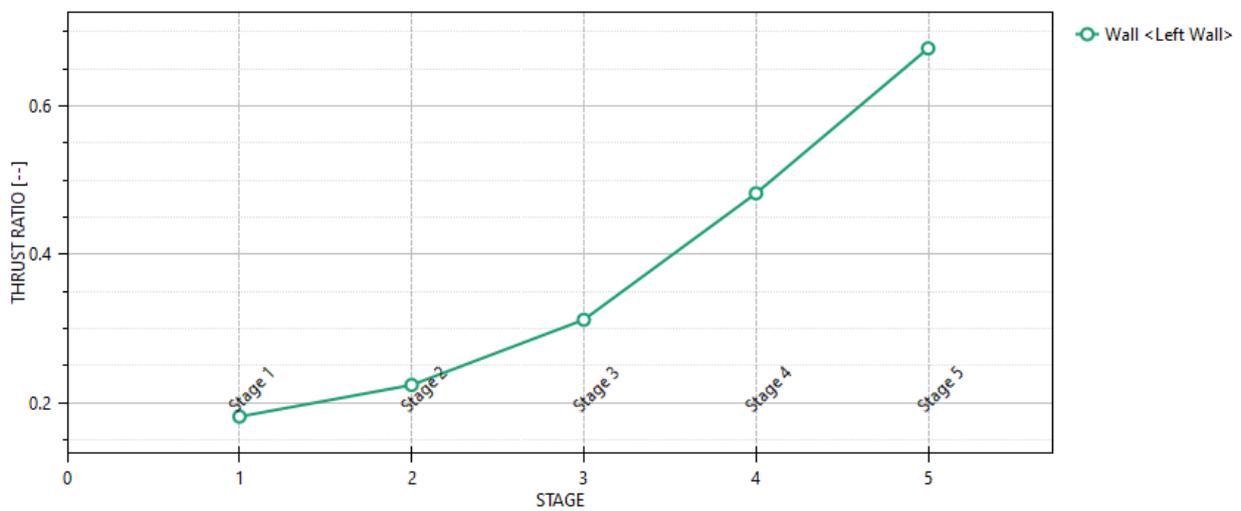


Figura 13-15 – Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva