

Asse stradale di collegamento tra gli svincoli di Prato Est e Prato Ovest – "Declassata di Prato"
Raddoppio di Viale Leonardo da Vinci nel tratto compreso tra Via Marx e Via Nenni mediante la realizzazione di un sottopasso

PROGETTO DEFINITIVO

COD. FI463

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI
MANDATARIA:  **TECHNITAL**
MANDANTI:  **POLITECNICA** BUILDING FOR HUMANS  **MATILDI+PARTNERS**

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Ing. Andrea Renso – TECHNITAL
Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413

IL GEOLOGO:

Geol. Pietro Accolti Gil – POLITECNICA
Ordine Geologi Regione Toscana n° 728

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Ing. Marcello Mancone – POLITECNICA
ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5723

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Raffaele Franco Carso

PROTOCOLLO:

DATA:

IL PROGETTISTA:

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

COORDINAMENTO PROGETTAZIONE, PROGETTAZIONE STRADALE, GEOTECNICA ED OPERE IN SOTTERRANEO:

Ing. Marcello Mancone – POLITECNICA
ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5723

STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE:

Arch. Paola Gabrielli – POLITECNICA
ordine Architetti Provincia di Bologna n. 2921

CANTIERIZZAZIONE E FASI ESECUTIVE:

Ing. Alessio Gori – POLITECNICA
ordine ingegneri Provincia di Firenze n.5969

IDROLOGIA ED IDRAULICA:

Ing. Alessandro Cecchelli – POLITECNICA
ordine ingegneri Provincia di Grosseto n.760

COLLABORATORI DI PROGETTO:

Ing. Massimo Palermo – POLITECNICA
Arch. Valentina Iaia – POLITECNICA
Geom. Franco Mariotti – POLITECNICA
Geom. Angela Pantiferi – POLITECNICA

05 – OPERE D'ARTE

Muri andatori

Relazione geotecnica e di calcolo opere minori

CODICE PROGETTO		NOME FILE	PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	05.21_P00_OM01_STR_RE01_B	05.21	
<input type="text" value="D"/>	<input type="text" value="P"/>	<input type="text" value="F"/>	<input type="text" value="I"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="0"/>
<input type="text" value="D"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="9"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1"/>	
CODICE ELAB.		<input type="text" value="P"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="M"/>
		<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1"/>	<input type="text" value="S"/>	<input type="text" value="T"/>
		<input type="text" value="R"/>	<input type="text" value="E"/>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1"/>
		<input type="text" value="B"/>			
D					
C					
B	REVISIONE PER ISTRUTTORIA ANAS	03/2020	POLITECNICA	M.PALERMO	M.MANCONE
A	EMISSIONE	12/2019	POLITECNICA	M.PALERMO	M.MANCONE
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	MATERIALI	3
3.1	Calcestruzzi	3
3.1.1	Calcestruzzo magro	3
3.1.2	Calcestruzzi per pali di fondazione	3
3.1.3	Calcestruzzi per soletta di fondazione	3
3.1.4	Calcestruzzi trave di coronamento parete e muri	3
3.1.5	Calcestruzzi per elevazioni: solai e solette	4
3.1.6	Calcestruzzi travi prefabbricate in c.a.p	4
3.2	Acciai	4
3.2.1	Acciaio per cemento armato normale	4
3.2.2	Acciaio armonico stabilizzato per trefoli	5
3.2.3	Acciaio per carpenteria metallica	5
3.3	Bulloni per carpenteria metallica	5
3.4	Saldature	5
4	ELABORATI DI PROGETTO	7
5	DESCRIZIONE DELLE OPERE	9
5.1	Muri di sottoscarpa	9
5.2	Muri rampe di svincolo	10
5.3	Palancole metalliche	11
6	INQUADRAMENTO GEOLOGICO -GEOTECNICO	12
6.1	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO	13
6.2	CONDIZIONI IDRAULICHE AL CONTORNO.....	14
7	ANALISI SISMICA	15
8	ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI SOTTOSCARPA	16

8.1	AZIONE SISMICA	16
8.2	SPINTA A TERGO DEL MURO.....	16
8.2.1	Verifica combinazione SLU A1+M1+R1.....	17
8.2.2	Verifica combinazione SLV A1+M1	20
8.2.3	Verifica combinazione eccezionale A1+M1+R1	23
8.3	VERIFICA SEZIONI PRINCIPALI.....	24
9	ANALISI E VERIFICA DEI MURI RAMPE DI SVINCOLO	26
9.1	AZIONE SISMICA	26
9.2	SPINTA A TERGO DEL MURO.....	26
9.2.1	Verifica combinazione SLU A1+M1+R1.....	27
9.3	VERIFICA SEZIONI PRINCIPALI.....	28
10	ANALISI E VERIFICA PALANCOLE METALLICHE	31
10.1	METODOLOGIE GENERALI E LEGAMI COSTITUTIVI	31
10.1.1	Generalità sui modelli di calcolo	31
10.2	Metodologia e legami costitutivi dei materiali	32
10.3	PARAMETRI GEOTECNICI E DEFINIZIONE DEI LEGAMI COSTITUTIVI	34
10.4	INTERFACCE.....	34
10.5	CARICHI APPLICATI.....	35
10.5.1	Azioni Variabili	35
10.6	STABILITA' GLOBALE	35
11	Palancola tipo Az40_700N (sez.9).....	37
11.1	DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	37
11.2	FASI DI CALCOLO	38
11.3	RISULTATI E VERIFICHE	39
11.3.1	SPOSTAMENTI	40
11.3.2	SOLLECITAZIONI SU ELEMENTI STRUTTURALI	41
11.4	VERIFICHE DI RESISTENZA	43
11.5	VERIFICA DI STABILITA' LOCALE	43
12	Palancola tipo PU18	44
12.1	DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	44
12.2	FASI DI CALCOLO	45

12.3	RISULTATI E VERIFICHE	47
12.3.1	SPOSTAMENTI	47
12.3.2	SOLLECITAZIONI SU ELEMENTI STRUTTURALI	48
12.4	VERIFICHE DI RESISTENZA	50
12.5	VERIFICA DI STABILITA' LOCALE	50

1 PREMESSA

Il presente Progetto Definitivo sviluppa quanto previsto nello Studio di Fattibilità Tecnico Economica redatto da ANAS nel 2018 in virtù di una Convenzione stipulata con il Comune di Prato in data 20/10/2016 denominata "Progettazione del raddoppio e interrimento del tratto stradale del "Soccorso" della strada denominata Declassata di Prato".

Il tratto di strada di via Leonardo da Vinci oggetto di progettazione ha uno sviluppo di circa 1000 m ed è compreso fra la rotonda di via Nenni e la rotonda di via Marx. Attualmente la sede stradale è in rilevato ad una quota di circa +5.50 m rispetto alle viabilità in affiancamento ed è composta da una corsia per senso di marcia.

Il progetto prevede l'uso di una piattaforma stradale di tipo "B" (D.M. 05/11/2001) a due corsie per senso di marcia con alcuni elementi di dimensione ridotta (vedere paragrafo 1.3 della "Relazione tecnica") e l'interramento del tracciato attraverso una galleria artificiale.

La sezione stradale è in scavo (con a sinistra e destra una paratia di pali), a meno del tratto finale di collegamento all'esistente, in cui sono previsti muri di sottoscampa a destra e a sinistra di separazione alla viabilità esistente in affiancamento. Nei tratti con le rampe in affiancamento, la sede stradale di asse principale e le rampe, saranno separati da muri di sostegno.

Dall'asse principale si raggiungerà la rotonda di via Nenni attraverso due rampe ("A" di ingresso in discesa e "B" di uscita in salita). Via Roma e via del Purgatorio (che ora attraversano via Leonardo da Vinci con un sottopasso) saranno ripristinate mediante tratti di viabilità a raso con la geometria attualmente presente, mentre via dell'Autostrada sarà realizzata in posizione leggermente traslata rispetto la posizione attuale per evitare l'interferenza con le palificate e (poiché attualmente sovradimensionata) avrà una sezione tipo più ridotta.



Figura 1 – Planimetria di progetto su ortofoto

Nella presente relazione vengono descritte ed approfondite le seguenti tematiche:

- Descrizione del tipo di intervento progettato;
- Richiamo la caratterizzazione geotecnica;
- Analisi dello stato deformativo e tensionale delle strutture di progetto
- Verificare la rispondenza delle opere alle prescrizioni della normativa vigente;

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La Normativa e la documentazione tecnica di riferimento è la seguente:

- D.M. 17 gennaio 2018: "Nuove Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare del 21 gennaio 2019 n°7: "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"
- Raccomandazioni AGI giugno 1977 "Raccomandazione sui pali di fondazione"
- D.M. 11 Marzo 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"
- AGI, marzo 2005, "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica, Linee Guida"
- UNI EN 1997-1:2005 Eurocodice 7, "Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali"
- UNI EN 1998-5:2005 Eurocodice 8, "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

3.1.1 Calcestruzzo magro

Calcestruzzo magro per livellamento del piano di posa delle fondazioni:

Classe di resistenza a compressione: **C12/15**

3.1.2 Calcestruzzi per pali di fondazione

Calcestruzzo ordinario strutturale – Classe di resistenza

Resistenza caratteristica cubica a compressione:

Resistenza caratteristica cilindrica:

Classe di esposizione:

Classe di consistenza:

Dimensione massima dell'aggregato:

Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.:

C30/37

$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$

XA1 / XC2

S4 / S5

32 mm

$\gamma_c = 1.50$

3.1.3 Calcestruzzi per soletta di fondazione

Calcestruzzo ordinario strutturale – Classe di resistenza

Resistenza caratteristica cubica a compressione:

Resistenza caratteristica cilindrica:

Classe di esposizione:

Classe di consistenza:

Dimensione massima dell'aggregato:

Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.:

C30/37

$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$

XA1 / XC2

S4 / S5

32 mm

$\gamma_c = 1.50$

3.1.4 Calcestruzzi trave di coronamento parete e muri

Calcestruzzo ordinario strutturale – Classe di resistenza

Resistenza caratteristica cubica a compressione:

Resistenza caratteristica cilindrica:

Classe di esposizione:

Classe di consistenza:

Dimensione massima dell'aggregato:

Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.:

C30/37

$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$

$f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$

XA1 / XC2

S4 / S5

32 mm

$\gamma_c = 1.50$

3.1.5 Calcestruzzi per elevazioni: solai e solette

<i>Calcestruzzo ordinario strutturale – Classe di resistenza</i>	C32/40
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 32.0 \text{ MPa}$
Classe di esposizione:	XC4
Classe di consistenza:	S4 / S5
Dimensione massima dell'aggregato:	32 mm
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.:	$\gamma_c = 1.50$

3.1.6 Calcestruzzi travi prefabbricate in c.a.p

<i>Calcestruzzo ordinario strutturale – Classe di resistenza</i>	C45/55
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	$R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
Classe di esposizione:	XC4
Classe di consistenza:	S4 / S5
Dimensione massima dell'aggregato:	25 mm
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.:	$\gamma_c = 1.50$

3.2 Acciai

3.2.1 Acciaio per cemento armato normale

Si prescrive l'uso di acciaio B450C del tipo ad aderenza migliorata controllato in stabilimento e per il quale dovranno essere presentati alla D.L. i certificati relativi alle prove di laboratorio, come prescritto dalle vigenti norme e più specificatamente i risultati relativi al controllo delle tensioni di snervamento e di rottura.

Armature tipo:	B450 C
$1.13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$	$(f_t / f_{ynom})_k \leq 1,25$
dove:	
f_{yk} = valore caratteristico di snervamento	
f_{ynom} = valore nominale di riferimento	
f_t = singolo valore tensione di rottura	
Modulo elastico:	$E_s = 206000 \text{ MPa}$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq f_{ynom} = 450.0 \text{ MPa}$
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} \geq f_{tnom} = 540.0 \text{ MPa}$
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.	$\gamma_s = 1.15$

3.2.2 Acciaio armonico stabilizzato per trefoli

- Tensione caratteristica di rottura: $F_{ptk} = 1860 \text{ Mpa}$
- Tensione caratteristica al 1% di deformazione totale: $F_p(0.1)k = 1670 \text{ Mpa}$
- Allungamento sotto massimo carico: $\geq 3,5\%$

3.2.3 Acciaio per carpenteria metallica

Si prescrive l'uso di acciaio tipo S275 conforme alle norme UNI EN10025, EN 10210, EN10219, EN1090 per le parti di competenza, per il quale dovrà essere sottoposta alla D.L. la documentazione e le certificazioni relative al momento dell'ingresso in cantiere delle forniture.

Acciaio Tipo S355W Per Profilati, Piastre e lamiere e puntoni provvisori

Tensione di snervamento:	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione di rottura a trazione	$510 \text{ N/mm}^2 \leq f_{tk} \leq 680 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico:	$E_s = 210\,000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.	$\gamma_{M0} = 1.05$

3.3 Bulloni per carpenteria metallica

Tutti i bulloni devono essere conformi alla norma UNI EN ISO 898-1:2001 per le caratteristiche geometriche ed alla norme UNI EN 14399 e/o EN 15048 per le caratteristiche meccaniche, secondo i rispettivi ambiti di applicazione; tutti i bulloni e accessori dovranno riportare la marcatura CE ed essere dotati di certificazioni di conformità, da consegnare alla D.L. all'atto dell'ingresso in cantiere delle forniture..

Bulloni classe 10.9

Vite:	Classe 10.9
Dado	Classe 10
Resistenza a rottura per trazione	$f_{tb} = 1000 \text{ N/mm}^2$
Tensione di snervamento	$f_{yb} = 900 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica per azioni normali	$f_{k,N} = 0.9 f_{tb} = 900 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto per azioni normali	$f_{d,N} = f_{k,N} / \gamma_{M2} = 720 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica per azioni taglianti	$f_{k,V} = 0.6 \cdot f_{tb} = 600 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto per azioni taglianti	$f_{d,V} = f_{k,V} / \gamma_{M2} = 480 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente parziale di sicurezza S.L.U.	$\gamma_{M2} = 1.25$

3.4 Saldature

La saldatura dovrà avvenire secondo i procedimenti e metodi codificati nella norma UNI EN ISO 4063:2011; dovranno inoltre essere rispettate tutte le prescrizioni di cui al capitolo §. 11.3.4.5 delle NTC di cui al DM 17.01.2018 e relativa Circolare esplicativa n. 7/2019.

Tutte le saldature eseguite con procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere eseguite da saldatori qualificati secondo la UNI EN 9607:2017 da un Ente terzo

Tutte le saldature dovranno, inoltre, essere conformi alla norma UNI EN 1011:2005 e s.m.i. Per la preparazione dei lembi si applica la UNI EN ISO 9692:2013

Le saldature saranno tutte a completo ripristino della sezione resistente, salvo diversa indicazione sugli elaborati grafici allegati.

4 ELABORATI DI PROGETTO

05.1 - Opere d'arte principali

Galleria Artificiale

05.01_P00_GA01_STR_RE01_B	Relazione geotecnica e di calcolo
05.02_P00_GA01_STR_PL01_B	Planimetria di progetto di inquadramento generale
05.03_P00_GA01_STR_PL02_B	Planimetria delle opere di fondazione
05.04_P00_GA01_STR_PI01_B	Planimetria di dettaglio e delle opere provvisionali-Tav. 1-2
05.05_P00_GA01_STR_PI02_B	Planimetria di dettaglio e delle opere provvisionali-Tav. 2-2
05.06_P00_GA01_STR_CP01_B	Profilo e sezioni-Carpenteria-Tav.1-4
05.07_P00_GA01_STR_CP02_B	Profilo e sezioni-Carpenteria-Tav.2-4
05.08_P00_GA01_STR_CP03_B	Profilo e sezioni-Carpenteria-Tav.3-4
05.09_P00_GA01_STR_CP04_B	Profilo e sezioni-Carpenteria-Tav.4-4
05.10_P00_GA01_STR_ST01_B	Sezione tipo - Carpenteria-Tav.1-3
05.11_P00_GA01_STR_ST02_B	Sezione tipo - Carpenteria-Tav. 2-3
05.12_P00_GA01_STR_ST03_B	Sezione tipo - Carpenteria-Tav. 3-3
05.13_P00_GA01_STR_DI01_B	Vasca di raccolta - Piante e Sezioni-Carpenteria
05.14_P00_GA01_STR_DI02_B	Frangisole in acciaio - Pianta, sezione e particolari-Carpenteria
05.15_P00_GA01_STR_DC01_B	Dettagli Costruttivi
05.16_P00_GA01_STR_SE01_B	Fasi esecutive-Tratto A
05.17_P00_GA01_STR_SE02_B	Fasi esecutive-Tratto B-C
05.18_P00_GA01_STR_SE03_B	Fasi esecutive-Tratto D-E
05.19_P00_GA01_STR_SE04_B	Fasi esecutive-Tratto F-G-H
05.20_P00_GA01_STR_SZ01_A	Quaderno delle sezioni
05.21_P00_GA01_STR_DI03_B	Monitoraggio Geotecnico - Planimetria e sezioni tipo

05.2 - Opere d'arte minori

Muri andatori

05.21_P00_OM01_STR_RE01_B	Relazione geotecnica e di calcolo
05.22_P00_OM01_STR_DI01_B	Muri rampe di svincolo A e B-Carpenteria piante e sezioni
05.23_P00_OM01_STR_DI02_B	Muri di sottoscarpa asse DX -Carpenteria, piante e sezioni
05.24_P00_OM01_STR_DI02_B	Muri di sottoscarpa asse SX -Carpenteria, piante e sezioni
05.25_P00_OM01_STR_SZ01_A	Quaderno delle sezioni trasversali Muri rampe di svincolo

05.26_P00_OM01_STR_SZ02_A

Quaderno delle sezioni trasversali Muri di sottoscarpa asse Dx e SX

5 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere oggetto della seguente relazione sono le opere minori ovvero i muri di sottoscarpa presenti lungo il tracciato a partire dalla sezione 42 fino alla sezione 48, i muri delle rampe di svincolo nonché le palancole provvisionali previste nelle varie fasi di cantiere.

5.1 Muri di sottoscarpa

Per quanto riguarda i muri di sottoscarpa, questi costeggiano il tracciato di progetto in direzione via dell'autostrada, così come riportati negli stralci (planimetria e prospetto) di figura 2 e 3, e sono stati nominati rispettivamente muro di sottoscarpa asse sx e asse dx::

Il muro di sottoscarpa 3 (asse DX) ha una estensione massima di 121mt ed una altezza variabile $H_{var}=2.70-3.72$. Lo spessore del paramento murario è di 0.5mt, mentre la zattera di fondazione ha uno spessore di 0.6mt e una lunghezza massima di 4.50mt.

Il muro di sottoscarpa 4 (asse Sx) è previsto invece di lunghezza pari a circa 62mt e altezza variabile $H_{var}=2.59-3.42$ mt; anche in questo caso lo spessore del paramento murario è previsto di 0.5mt e la zattera di fondazione ha uno spessore di 0.6mt e una lunghezza di 4.5mt.

Sono previsti per entrambe le tipologie di muro, dei giunti strutturali con un interasse di circa 15mt.

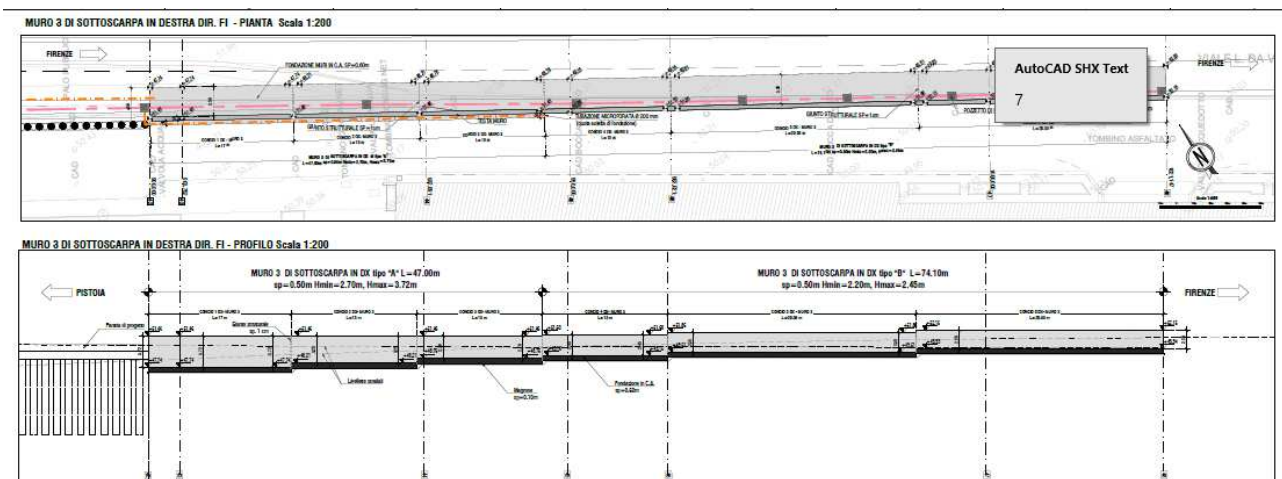


Figura 2 – Stralcio planimetria e prospetto muro Asse DX

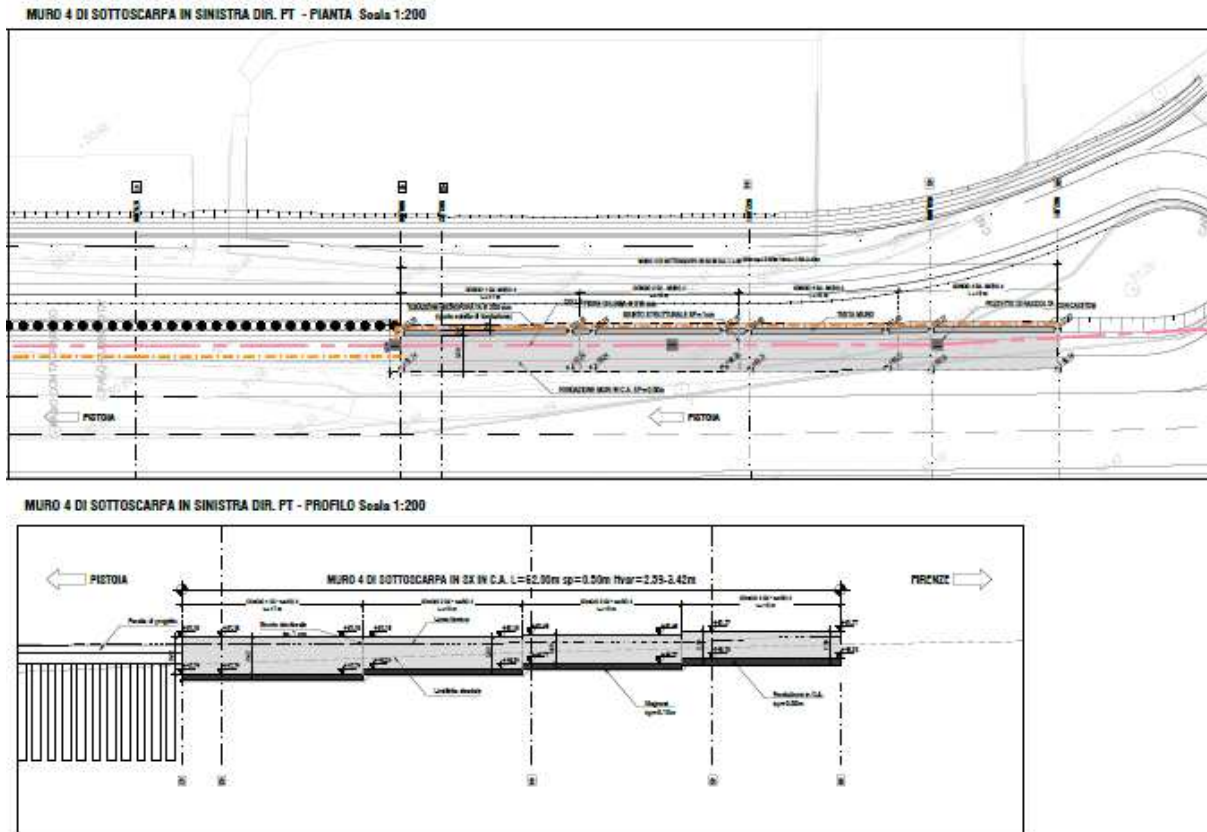


Figura 3 – Stralcio planimetria e prospetto muro Asse SX

5.2 Muri rampe di svincolo

Si tratta sostanzialmente delle pareti in c.a. previste per portare a quota le rampe di svincolo in corrispondenza della rotatoria di Viale Nenni. L'estensione massima della parete che sottente la rampa è di circa 189mt, con una altezza variabile da 1.9 a 7.20mt lo spessore del paramento è variabile da 50cm a 1mt. Nelle immagini 3-5. si riporta lo stralcio planimetrico dell'opera, la sviluppata e la sezione tipo.

MURO 1 E MURO 2 - PIANTA Scala 1:500

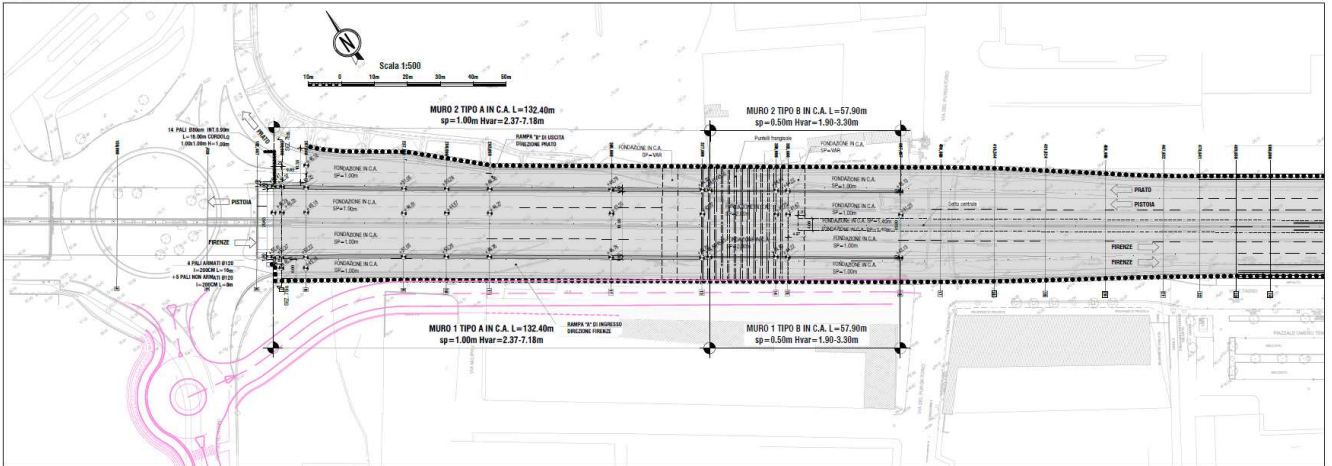


Figura 4 – Stralcio planimetrico muri rampe di svincolo

MURO 1 E MURO 2 - PROFILO TIPOLOGICO A Scala 1:200

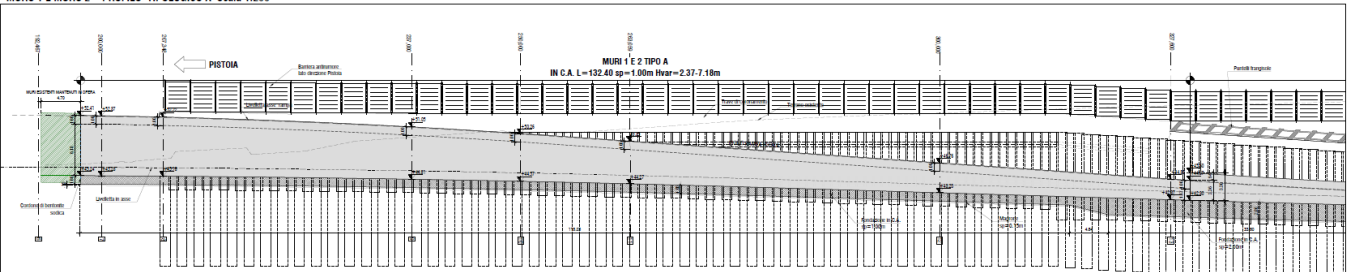
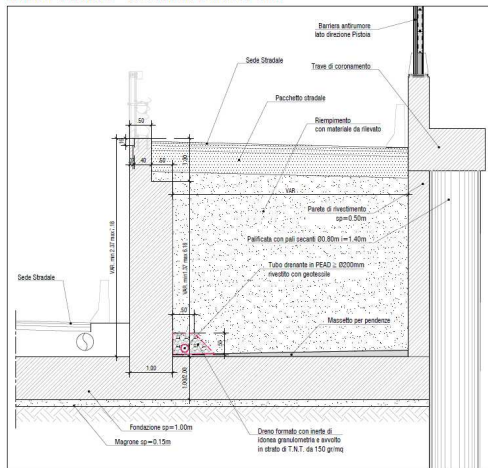


Figura 5 – Stralcio sviluppata muri rampe di svincolo

MURO 1 E MURO 2 - SEZIONE TIPO A Scala 1:50



MURO 1 E MURO 2 - SEZIONE TIPO B Scala 1:50

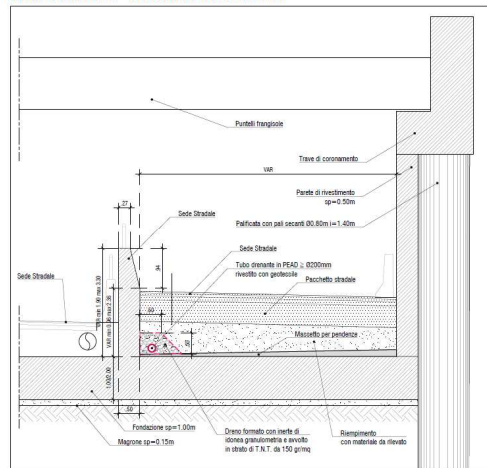


Figura 6 – Sezione tipo rampe di svincolo

5.3 Palancole metalliche

Per quanto riguarda invece le palancole utilizzate come strutture provvisorie nelle fasi di scavo di cantiere queste sono di due tipi:

- Palancola tipo PU18 di lunghezza massima pari a 12mt che sarà utilizzata per lo scavo in sicurezza del cordolo di testa della paratia, mantenendo in esercizio la viabilità adiacente;

- Palancola tipo AZ40-700N che verrà utilizzata come palancola di intervia per l'esecuzione delle fasi esecutive preliminari (FASE A).

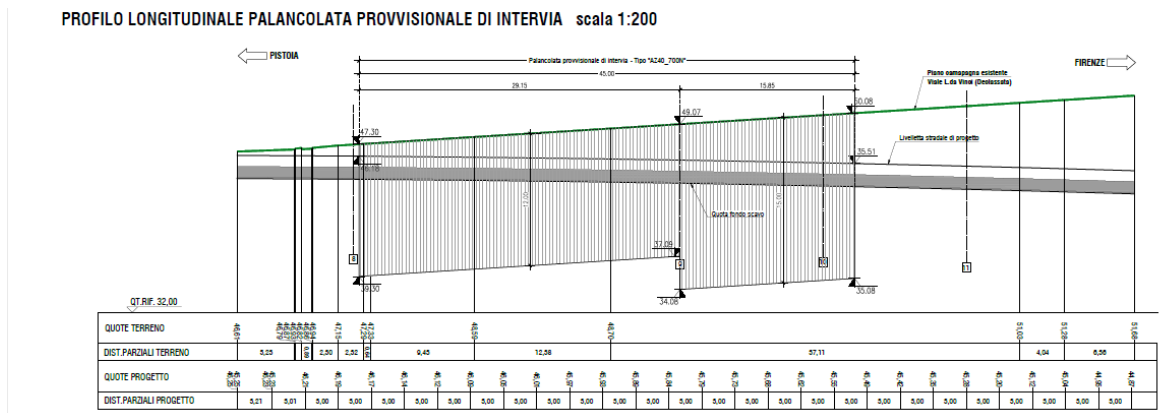


Figura 7 – Profilo palancola di intervia tipo AZ40-700N

La verifica verrà eseguita in corrispondenza della sezione 9, considerando un'altezza massima di scavo pari a 6.15mt

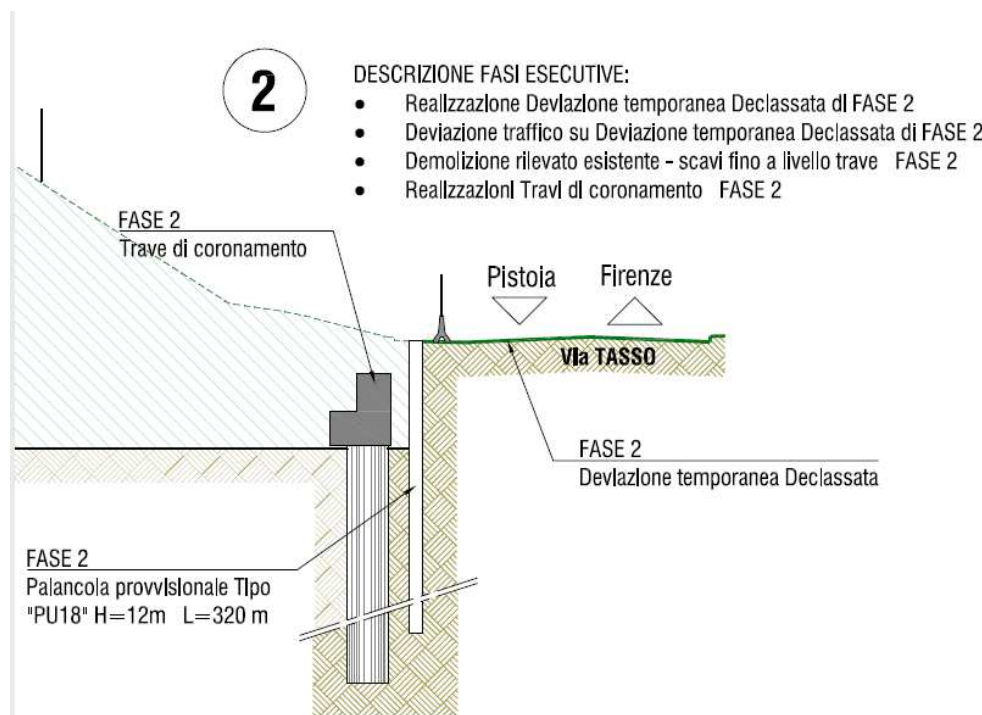


Figura 8 – Particolare palancola provvisoriale Tipo Pu18

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO -GEOTECNICO

La caratterizzazione geologico geotecnica dell'area è stata supportata da un'ampia campagna di indagini che ha consentito una definizione completa esaustiva delle caratteristiche geometriche fisiche e meccaniche dei terreni interagenti con le opere e delle condizioni al contorno. Per il dettaglio si rimanda pertanto alla Relazione Geologica Generale ed alla Relazione Geotecnica allegata al presente progetto.

6.1 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO

Sulla base delle indagini eseguite in sito quali sondaggi e suffragati dalle prove di laboratorio, è stato possibile ricostruire la successione stratigrafica lungo il tracciato in progetto.

In particolare sono distinguibili le seguenti unità geotecniche:

Unità R e LS – Limi sabbiosi: nella parte più superficiale, sino a una profondità massima di 4.0 - 5.0 m sono presenti limi sabbiosi che costituiscono anche le unità di Riporto più superficiali e che nella caratterizzazione di seguito esposta vengono considerate assieme.

Unità GS/SG – Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose: si tratta di ghiaia in matrice sabbiosa e sabbie con ghiaia. Tale unità è stata riscontrata sino alle massime profondità investigate. In alcuni fori di sondaggi S1 e S6, è intercalata da una lente limo sabbiosa da -22.0 a -25.0 m da p.c..

Per le unità stratigrafiche sopra descritte sono stati stimati seguenti parametri geotecnici caratteristici che sono utilizzati per il dimensionamento della struttura di progetto:

Unità LS – Limi Sabbiosi da p.c. a -4.0/-5.0 m

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 30$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{oper.} = 8.5 \rightarrow 30 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Unità SG e GS – Sabbie ghiaiose e Ghiaie sabbiose da -4.0/-5.0 m sino alle massime profondità investigate

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 36^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{oper.} = 40 \rightarrow 90 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

Ai rilevati stradali esistenti sono stati assegnati i seguenti parametri meccanici caratteristici (RIL):

Unità RIL – Rilevato stradale esistente

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 - 2 \text{ kPa}$	coesione drenata
$E_{oper.} = 50 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico

6.2 CONDIZIONI IDRAULICHE AL CONTORNO

Ai fini dell'analisi tenso deformativa della struttura verranno considerati 2 livelli di falda:

- Falda a quota -9.75 m da p.c (40.20 m s.l.m.) in fase transitoria di scavo e di realizzazione dell'opera e comunque a breve termine (massimo livello misurato dalle letture piezometriche dal 2014 ad oggi)
- Falda a -4.50 m da p.c (45.40 m s.l.m.) durante la fase di esercizio nella vita utile dell'opera, e comunque a lungo termine.

7 ANALISI SISMICA

L'entità delle azioni sismiche è stata stimata utilizzando il metodo pseudo statico e determinando i parametri sismici in ottemperanza NTC'18 (DM 21.01.19). Le verifiche sono state realizzate allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC'18) prevedono, per la valutazione delle azioni sismiche, di fare riferimento alla zonazione di dettaglio del territorio nazionale redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. Secondo tale modello, su tutto il territorio nazionale si è disposta una maglia di punti per ognuno dei quali è assegnato un valore di accelerazione massima su substrato rigido a_g , un fattore di amplificazione spettrale F_0 ed un periodo caratteristico T_c^* relativi all'evento sismico atteso in un dato tempo di ritorno, quest'ultimo essendo funzione della vita attesa dell'opera e della classe di utilizzo.

Note le coordinate geografiche del punto di interesse, è possibile trovare i quattro punti della maglia che lo circoscrivono e ricavare le tre grandezze citate per il punto specifico interpolando tra i valori dei punti forniti dall'INGV.

Note le coordinate del sito, per determinare i parametri sismici è stato necessario definire la vita nominale dell'opera (numero di anni per i quali la struttura deve poter essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata – V_N) ed il coefficiente d'uso C_U (definito a partire dalla classe d'uso della struttura). Nel caso specifico sono stati stimati i seguenti valori per la vita nominale dell'opera ed il coefficiente d'uso.

- V_N è pari a 50 anni;
- $C_U = 2$
- Categoria del sottosuolo: C
- accelerazione su substrato rigido vale

	Prob.super. [%]	Tr [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	81	60	0,065	2,543	0,270
SLD	63	101	0,079	2,542	0,279
SLV	10	949	0,181	2,393	0,310
SLC	5	1950	0,225	2,407	0,318

8 ANALISI E VERIFICA DEI MURI DI SOTTOSCARPA

Per quanto riguarda questa particolare tipologia di muri, la verifica di stabilità del manufatto viene fatta oltre che allo SLU, considerando anche come azione eccezionale, la spinta d'urto del veicolo in svio. Ai sensi delle NTC 2018 si risulta la forza d'urto sul paramento del muro $F_{dy} = 0.5 F_{d,x}$ con $F_{d,x} = 500\text{kN}$ relativo al caso delle strade urbane (par. 3.6.3.3.1 delle NTC2018). Considerando quindi una lunghezza di influenza di circa 15mt, corrispondente alla distanza minima del giunto strutturale tra i diversi conci del muro l'azione di taglio applicata alla testa del muro sarà quindi pari a $F_i = 17\text{kN/m}$.

Considerando che la geometria della ciabatta di fondazione è sostanzialmente identica nelle due tipologie di muri di sottoscarpa, (asse dx, e asse sx), e non varia lungo lo sviluppo del muro, sarà presentata a seguire la verifica del concio con paramento di altezza maggiore ovvero il concio 1 del muro di sottoscarpa asse 3 in dx.:

- Altezza del paramento : $h = 3.72\text{mt}$
- Altezza di spinta del terreno : 2.70mt

8.1 AZIONE SISMICA

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti sulla struttura sono considerate come segue:

1. spinta dovuta al terreno a tergo del muro
2. forze d'inerzia orizzontali F_i del muro e del terreno.

8.2 SPINTA A TERGO DEL MURO

In zona sismica, per l'opera di sostegno, viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni, paragrafo 7.11.6). Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico. I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

- $k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g)$ per verifiche geotecniche locali
- $k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g)$ per verifiche geotecniche di stabilità globale
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$
- $a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g$

Dove:

$\beta_{m/s}$ è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

$$K_h = \beta \cdot a_{\max} / g = 0.099$$

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.44 \times 1.0 \times 0.181 = 0.260 \text{ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;}$$

$$A_g/g = 0.181$$

$$S_s = 1.440 \text{ (categoria suolo di fondazione C)}$$

$$S_T = 1.0$$

$$\beta = 0.38$$

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro. L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi. La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;
K è il coefficiente di spinta del terreno;
h è l'altezza del muro;
 E_{ws} è la spinta idrostatica;

8.2.1 Verifica combinazione SLU A1+M1+R1

Riepilogo dati

altezza paramento (h_p)	2,7 [m]	dove $h=2,7$ e l'altezza di spinta della terra e $H=3,7$ e l'altezza totale	
spessore paramento alla base (s_p)	0,5 [m]		
spessore paramento in testa (s_{pt})	0,5 [m]	sperone di fondazione	NO
spessore fondazione (s_f)	0,6 [m]	larghezza sperone di fondazione (l_{sf})	0 [m]
lunghezza fondazione lato monte ($l_{f,m}$)	0,5 [m]	profondità sperone di fondazione (h_{sf}) :	0 [m]
lunghezza fondazione lato valle ($l_{f,v}$)	3,5 [m]		
inclinazione terreno a monte (i)	0 [°]		
inclinazione della superficie di scorrimento	0 [°] =	0 [rad]	
altezza di spinta del terreno (h)	3,3 [m]	peso specifico terreno fondazione (γ_f)	19 [kN/m³]
altezza di spinta della parte emersa (h')	3,3 [m]	resistenza al taglio fondazione ($\phi'_{f,k}$)	30 [°]
peso specifico materiale drenante	20 [kN/m³]	coesione efficace fondazione	5 [kN/m²]

(γ_{dr})		($c'_{f,k}$)	
peso specifico terreno (γ)	20 [kN/m ³]	resistenza non drenata	
angolo di resistenza al taglio del terreno (ϕ'_k)	35 [°]	fondazione ($c_{u,f,k}$)	0 [kN/m ²]
coesione efficace (c'_k)	0 [kN/m ²]		
resistenza non drenata ($c_{u,k}$)	0 [kN/m ²]		
quota della falda (h_w)	0 [m]		
sovraccarico distribuito (q_k)	20 [kN/m]	tipologia: variabile	
sfuerzo normale in testa al muro ($N_{E,k}$)	0 [kN]	tipologia: permanente	
taglio in testa al muro ($V_{E,k}$)	0 [kN]	tipologia: variabile	
momento flettente in testa al muro ($M_{E,k}$)	0 [kN]	tipologia: permanente	

Verifica allo SLU di ribaltamento DA2 (A1+M1+R3)

angolo di resistenza al taglio del terreno (ϕ'_d)	35 [°]		
angolo di attrito terreno-drenaggio (δ_d)	23,33333 [°]		
coefficiente di spinta attiva (k_A)	0,244409	(Muller Breslau, 1924)	
pressione alla testa del triangolo di spinta (σ_{sup})	7,332285 [kN/m ²]		
pressione alla quota di falda (σ_m)	23,46331 [kN/m ²]		
pressione al piede della fondazione (σ_{inf})	23,46331 [kN/m ²]		
pressione idrica al piede della fondazione (σ_w)	0 [kN/m ²]	bracci forze rispetto al polo O:	
spinta terreno emerso (S^t)	50,81273 [kN]	$b_{S^o} =$	1,361905 [m]
spinta orizzontale terreno emerso (S^o)	46,65707 [kN]		
spinta verticale terreno emerso (S^v)	20,1259 [kN]	$b_{S^v} =$	4,5 [m]
spinta orizzontale terreno immerso (S''_o)	0 [kN]	$b_{S''_o} =$	0 [m]
spinta verticale terreno immerso (S''_v)	0 [kN]	$b_{S''_v} =$	4,5 [m]
spinta idraulica (S_w)	0 [kN]	$b_{S_w} =$	0 [m]
peso materiale drenante di riempimento (P_{dr})	27 [kN]	$b_{P_{dr}} =$	4,25 [m]
azione del sovraccarico distribuito (Q_d)	0 [kN]	$b_Q =$	4,25 [m]
peso paramento muro (P_1)	33,75 [kN]	$b_{P_1} =$	3,75 [m]
peso fondazione muro (P_2)	67,5 [kN]	$b_{P_2} =$	2,25 [m]
sfuerzo normale in testa al muro ($N_{E,d}$)	0 [kN]	$b_N =$	3,75 [m]
taglio in testa al muro ($V_{E,d}$)	0 [kN]	$b_V =$	3,3 [m]
momento flettente in testa al muro ($M_{E,d}$)	0 [kN*m]		
momento stabilizzante rispetto ad O	341,9022 [kN*m]		
momento ribaltante rispetto ad O	-35,1313 [kN*m]		

coefficiente di
sicurezza al
ribaltamento

9,73 VERIFICA SODDISFATTA

Verifica statica allo scorrimento (A1 + M1 + R3)

Angolo di attrito base della fondazione -terreno	26,25
tan δ_k	0,493145
ca	3,5 kpa
forza totale verticale	148,3759 [kN]
forza totale orizzontale	60,65419 [kN]
forza resistente allo scorrimento ($F_{Rs,d}$)	80,51899 [kN]

forza di scorrimento		60,65419 [kN]	
	coefficiente di sicurezza allo scorrimento		1,33 VERIFICA SODDISFATTA

Verifica statica di capacità portante in condizioni drenate della fondazione (A1 + M1 + R3)

angolo di resistenza al taglio del terreno (ϕ'_d)		35 [°]		
angolo di attrito terreno-drenaggio (δ_d)		23,33333 [°]		
coefficiente di spinta attiva (k_A)		0,244409	(Muller Breslau, 1924)	
coesione efficace (c'_d)		0 [kN/m ²]		
resistenza al taglio in fondazione ($\phi'_{f,d}$)		30 [°]		
coesione efficace fondazione ($c'_{f,d}$)		5 [kN/m ²]		
pressione alla testa del triangolo di spinta (σ_{sup})		7,332285 [kN/m ²]		
pressione alla quota di falda (σ_m)		28,30262 [kN/m ²]		
pressione al piede della fondazione (σ_{inf})		28,30262 [kN/m ²]		
pressione idrica al piede della fondazione (σ_w)		0 [kN/m ²]		bracci forze rispetto al polo O:
spinta orizzontale terreno emerso (S'_o)		60,65419 [kN]		$b_{S'o} = 1,326337$ [m]
spinta verticale terreno emerso (S'_v)		26,16366 [kN]		$b_{S'v} = 4,5$ [m]
spinta orizzontale terreno immerso (S''_o)		0 [kN]		$b_{S''_o} = 0$ [m]
spinta verticale terreno immerso (S''_v)		0 [kN]		$b_{S''_v} = 4,5$ [m]
spinta idraulica (S_w)		0 [kN]		$b_{S_w} = 0$ [m]
peso materiale drenante di riempimento (P_{dr})		27 [kN]		$b_{P_{dr}} = 4,25$ [m]
azione del sovraccarico distribuito (Q_d)		15 [kN]		$b_Q = 4,25$ [m]
peso paramento muro (P_1)		33,75 [kN]		$b_{P_1} = 3,75$ [m]
peso fondazione muro (P_2)		67,5 [kN]		$b_{P_2} = 2,25$ [m]
sforzo normale in testa al muro ($N_{E,d}$)		0 [kN]		$b_N = 3,75$ [m]
taglio in testa al muro ($V_{E,d}$)		0 [kN]		$b_V = 3,3$ [m]
momento flettente in testa al muro ($M_{E,d}$)		0 [kN*m]		
azione assiale risultante ($N_{E,tot,d}$)		163,3759 [kN]		
azione tagliante risultante ($V_{E,tot,d}$)		60,65419 [kN]		
momento flettente risultante ($M_{E,tot,d}$)		-113,045 [kN*m]		
calcolo capacità portante (Brinch-Hansen, 1970):				
incl. della risultante rispetto alla verticale (i)		0,355484	20,36772 °	
$N_\gamma = 22,402486$ $s_\gamma = 1$			$i_\gamma = 0,248555$	$b_\gamma = 1$ $g_\gamma = 1$
$N_c = 30,139628$ $s_c = 1$	$d_c = 1,058778$		$i_c = 0,36057$	$b_c = 1$ $g_c = 1$
$N_q = 18,401122$ $s_q = 1$	$d_q = 1,055583$		$i_q = 0,39532$	$b_q = 1$ $g_q = 1$
eccentricità del carico (e)		0,691934 [m]		
larghezza fondazione (B)		4,5 [m]		
larghezza fondazione equivalente (B')		3,116132 [m]		
capacità portante ($q_{Lim,d}$)		160,5696 [kN/m ²]		
	coefficiente di sicurezza di capacità portante			3,06 VERIFICA SODDISFATTA

8.2.2 Verifica combinazione SLV A1+M1

Parametri sismici

accelerazione orizzontale massima su suolo rigido (a_g)	0,181	[g]
fattore di amplificazione dello spettro (F_0)	2,393	
categoria di sottosuolo (tab. 3.2.II NTC '08)	C	
categoria topografica (tab. 3.2.IV NTC '08)	T1	
coefficiente di amplificazione stratigrafica (S_s)	1,4401202	
coefficiente di amplificazione topografica (S_T)	1	quota sito/altezza rilievo topografico
accelerazione orizzontale massima attesa al sito (a_{max})	0,260661756	[g]
coefficiente di riduzione di a_{max} (β_m)	0,38	
permeabilità del terreno:	elevata	
coefficiente sismico orizzontale (k_h)	0,099051467	[g]
coefficiente sismico verticale (k_v)	\pm 0,049525734	[g]

Verifiche sismiche al ribaltamento allo scorrimento e di capacità portante

Approccio 1 - Combinazione 2 (EQU=A2=1 + M2 + R2)

angolo di resistenza al taglio del terreno (ϕ'_d)	35	[°] =	0,610865238	[rad]
angolo di attrito terreno-drenaggio (δ_d)	23,33333333	[°] =	0,407243492	[rad]
coesione efficace (c'_d)	0	[kN/m ²]		
resistenza al taglio in fondazione ($\phi'_{f,d}$)	30	[°]		
coesione efficace fondazione ($c'_{f,d}$)	0	[kN/m ²]		
angolo di inclinazione della superficie di spinta (ψ)	90	[°] =	1,570796327	[rad]
inclinazione terreno a monte (i)	0	[°] =	0	[rad]
inclinazione della superficie di scorrimento	0	[°] =	0	[rad]
θ_{down} =	0,094098638	[rad]		(sopra falda sisma verticale ↓)
θ_{up} =	0,103837856	[rad]		(sopra falda sisma verticale ↑)
θ'_{down} =	0,184688201	[rad]		(sotto falda sisma verticale ↓)
θ'_{up} =	0,203803447	[rad]		(sotto falda sisma verticale ↑)
coefficienti di spinta attiva (K_{AE}) (Mononobe-Okabe, 1926)				
$K_{AE,down}$ =	0,30225384	termine A =	2,864476183	(sopra falda sisma verticale ↓)
$K_{AE,up}$ =	0,309034366	termine A =	2,850546676	(sopra falda sisma verticale ↑)
$K^*_{AE,down}$ =	0,372808811	termine A =	2,726253743	(sotto falda sisma verticale ↓)
$K^*_{AE,up}$ =	0,390205918	termine A =	2,694246336	(sotto falda sisma verticale ↑)

Sisma verso il basso			
$\sigma_{sup} =$	0	[kN/m ²]	
$\sigma_m =$	19,22	[kN/m ²]	
$\sigma_m^* =$	23,71	[kN/m ²]	
$\sigma_{inf}^* =$	23,71	[kN/m ²]	
$\sigma_w =$	0	[kN/m ²]	
S₀ =	30,15	[kN]	
S_v =	13,01	[kN]	
S_o[*] =	0	[kN]	
S_v[*] =	0	[kN]	
S_{ws} =	0	[kN]	
S_{wd} =	0	[kN]	
(1+k_v)·P_{dr} =	28,34	[kN]	
k_h·P_{dr} =	2,67	[kN]	
(1+k_v)·Q_d =	0	[kN]	
k_h·Q_d =	0	[kN]	
(1+k_v)·P₁ =	35,42149351	[kN]	
k_h·P₁ =	3,342987023	[kN]	
(1+k_v)·P₂ =	70,84298702	[kN]	
k_h·P₂ =	6,685974047	[kN]	
(1+k_v)·N_{E,d} =	0	[kN]	
k_h·N_{E,d} =	0	[kN]	
V_{E,d} =	0	[kN]	
M_{E,d} =	0	[kN*m]	
momento stabilizzante rispetto ad O:	398,586424	[kN*m]	
momento ribaltante rispetto ad O:	-25,3589422	[kN*m]	
coefficiente di sicurezza al ribaltamento	15,72		
	VERIFICA		
	SODDISFATTA		
forza totale verticale	147,61	[kN]	
forza totale orizzontale	42,85	[kN]	
forza resistente allo scorrimento (F_{Rs,d})	72,79	[kN]	
forza di scorrimento	42,85	[kN]	
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	1,70		
	VERIFICA		
	SODDISFATTA		
azione assiale risultante (N_{E,tot,d})	147,61	[kN]	
azione tagliante risultante (V_{E,tot,d})	42,85	[kN]	
momento flettente risultante (M_{E,tot,d})	-91,83	[kN*m]	
eccentricità del carico (e)	0,62	[m]	

larghezza fondazione (B)	4,5 [m]
larghezza fondazione equivalente (B')	3,255748996 [m]
calcolo capacità portante (<i>Brinch-Hansen, 1970</i>):	
$N_\gamma = 22,40248627$	$s_\gamma = b_\gamma = g_\gamma = 1$
$N_c = 30,13962779$	$s_c = b_c = g_c = 1$
$N_q = 18,40112222$	$s_q = b_q = g_q = 1$
	$i_\gamma = 0,357432491$
$d_c = 1,056257025$	$i_c = 0,475126607$
$d_q = 1,053199765$	$i_q = 0,503650595$
capacità portante ($q_{Lim,d}$)	231,0645502 [kN/m ²]
Ed	147,6068389 kN
Rd	626,9068144
coefficiente di sicurezza di capacità portante	4,25
VERIFICA SODDISFATTA	

Sisma verso l'alto

$\sigma_{sup} = 0$ [kN/m ²]	
$\sigma_m = 17,80$ [kN/m ²]	
$\sigma^*_m = 0,00$ [kN/m ²]	
$\sigma^*_{inf} = 0,00$ [kN/m ²]	
$\sigma_w = 0$ [kN/m ²]	bracci forze rispetto al polo O:
$S_o = 29,37$ [kN]	$b_{S_o} = 1,1$ [m]
$S_v = 12,67$ [kN]	$b_{S_v} = 4,5$ [m]
$S^*_o = 0$ [kN]	$b_{S^*_o} = 0$ [m]
$S^*_v = 0$ [kN]	$b_{S^*_v} = 4,5$ [m]
$S_{ws} = 0$ [kN]	$b_{S_{ws}} = 0$ [m]
$S_{wd} = 0$ [kN]	$b_{S_{wd}} = 0$ [m]
$(1-k_v) \cdot P_{dr} = 25,66$ [kN]	$b_{P_{dr}} = 4,26302658$ [m]
$k_h \cdot P_{dr} = 2,67$ [kN]	$b_{k_h P_{dr}} = 1,95$ [m]
$(1-k_v) \cdot Q_d = 0$ [kN]	$b_Q = 4,25$ [m]
$k_h \cdot Q_d = 0$ [kN]	$b_{k_h Q} = 3,3$ [m]
$(1-k_v) \cdot P_1 = 32,07850649$ [kN]	$b_{P_1} = 3,75$ [m]
$k_h \cdot P_1 = 3,342987023$ [kN]	$b_{k_h P_1} = 1,95$ [m]
$(1-k_v) \cdot P_2 = 64,15701298$ [kN]	$b_{P_2} = 2,25$ [m]
$k_h \cdot P_2 = 6,685974047$ [kN]	$b_{k_h P_2} = 0,3$ [m]
$(1-k_v) \cdot N_{E,d} = 0$ [kN]	$b_N = 3,75$ [m]
$k_h \cdot N_{E,d} = 0$ [kN]	$b_{k_h N} = 3,3$ [m]
$V_{E,d} = 0$ [kN]	$b_V = 3,3$ [m]
$M_{E,d} = 0$ [kN*m]	
momento stabilizzante rispetto ad O:	360,309223 [kN*m]
momento ribaltante rispetto ad O:	-24,704325 [kN*m]
coefficiente di sicurezza al ribaltamento	14,58
VERIFICA SODDISFATTA	

forza totale verticale	134,57	[kN]
forza totale orizzontale	42,07	[kN]
forza resistente allo scorrimento ($F_{Rs,d}$)	66,36	[kN]
forza di scorrimento	42,07	[kN]
coefficiente di sicurezza allo scorrimento	1,58	
VERIFICA SODDISFATTA		
azione assiale risultante ($N_{E,tot,d}$)	134,57	[kN]
azione tagliante risultante ($V_{E,tot,d}$)	42,07	[kN]
momento flettente risultante ($M_{E,tot,d}$)	-82,24	[kN*m]
eccentricità del carico (e)	0,61	[m]
larghezza fondazione (B)	4,5	[m]
larghezza fondazione equivalente (B')	3,27777481	[m]
calcolo capacità portante (Brinch-Hansen, 1970):		
$N_\gamma = 22,40248627$	$s_\gamma = b_\gamma = g_\gamma = 1$	
$N_c = 30,13962779$	$s_c = b_c = g_c = 1$	
$N_q = 18,40112222$	$s_q = b_q = g_q = 1$	
		$i_\gamma = 0,32471938$
		$i_c = 0,44211338$
		$i_q = 0,47243146$
capacità portante ($q_{Lim,d}$)	208,667564	[kN/m ²]
Ed	134,567772	kN
Rd	569,971071	
coefficiente di sicurezza di capacità portante	4,24	
VERIFICA SODDISFATTA		

8.2.3 Verifica combinazione eccezionale A1 + M1 + R1

Verifica allo SLU di ribaltamento

angolo di resistenza al taglio del terreno (ϕ'_d)	35	[°]	
angolo di attrito terreno-drenaggio (δ_d)	23,33333	[°]	
coefficiente di spinta attiva (k_A)	0,244409	(Muller Breslau, 1924)	
pressione alla testa del triangolo di spinta (σ_{sup})	0	[kN/m ²]	
pressione alla quota di falda (σ_m)	16,13103	[kN/m ²]	
pressione al piede della fondazione (σ_{inf})	16,13103	[kN/m ²]	
pressione idrica al piede della fondazione (σ_w)	0	[kN/m ²]	bracci forze rispetto al polo O:
spinta terreno emerso ($S't$)	26,61619	[kN]	$b_{S't} = 1,1$ [m]
spinta orizzontale terreno emerso ($S'o$)	24,43942	[kN]	
spinta verticale terreno emerso ($S'v$)	10,54214	[kN]	$b_{S'v} = 4,5$ [m]
spinta orizzontale terreno immerso ($S''o$)	0	[kN]	$b_{S''o} = 0$ [m]
spinta verticale terreno immerso ($S''v$)	0	[kN]	$b_{S''v} = 4,5$ [m]
spinta idraulica (S_w)	0	[kN]	$b_{S_w} = 0$ [m]
peso materiale drenante di riempimento (P_{dr})	27	[kN]	$b_{P_{dr}} = 4,25$ [m]

azione del sovraccarico distribuito (Q_d)	0 [kN]	$b_Q =$	4,25 [m]
peso paramento muro (P_1)	33,75 [kN]	$b_{P1} =$	3,75 [m]
peso fondazione muro (P_2)	67,5 [kN]	$b_{P2} =$	2,25 [m]
sforzo normale in testa al muro ($N_{E,d}$)	0 [kN]	$b_N =$	3,75 [m]
taglio in testa al muro ($V_{E,d}$)	17 [kN]	$b_V =$	3,3 [m]
momento flettente in testa al muro ($M_{E,d}$)	0 [kN*m]		
momento stabilizzante rispetto ad O	341,9022 [kN*m]		
momento ribaltante rispetto ad O	35,54375 [kN*m]		

*coefficiente di sicurezza al
ribaltamento*

9,62 VERIFICA SODDISFATTA

Verifica statica allo scorrimento ()

Angolo di attrito base della fondazione -terreno	26,25		
$\tan \delta_k$	0,493145		
ca	3,5	kpa	
forza totale verticale	138,7921	[kN]	
forza totale orizzontale	41,43942	[kN]	
forza resistente allo scorrimento ($F_{Rs,d}$)	77,97246	[kN]	
forza di scorrimento	41,43942	[kN]	

*coefficiente di sicurezza
allo scorrimento*

1,88 VERIFICA SODDISFATTA

8.3 VERIFICA SEZIONI PRINCIPALI

La verifica del paramento in elevazione viene fatta considerando il massimo momento agente nella sezione di incastro con la zattera di fondazione delle varie combinazioni:

La combinazione maggiormente gravosa è la combinazione che tiene corto dell'urto del veicolo in svio:

Momento flettente sollecitante sez. A ($M_{E,A,d}$)	61,93571	[kN*m]
sforzo normale sollecitante sez. A ($N_{E,A,d}$)	33,75	[kN]
Taglio sollecitante sez. A ($V_{E,A,d}$)	34,81745	[kN]

Verifica sezione

B=100cm

H=50cm

Af=Af'=5Ø20

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100,0	cm
Altezza:	50,0	cm
Barre inferiori:	5Ø20	(15,7 cm ²)
Barre superiori:	5Ø20	(15,7 cm ²)

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata [daN m] applicata all'asse x baric. della sezione

N°Comb.	N	Mx	con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione	
			Vy	MT
1	3375	6193	3481	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4,6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	20,2 cm
Copriferro netto minimo staffe:	3,4 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult, Mx ult) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	3375	6193	3354	27015	4,362	44,8	25500	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00350	-0,01091	50,0	-0,00027	44,4	-0,02636	5,6

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd
1	S	3481	20170

Come armatura di ripartizione si utilizzano delle armature $\Phi 12/20''$ per una incidenza media totale pari a $110\text{kg}/\text{m}^3$. Per quanto riguarda la zattera di fondazione, si utilizza come armatura principale delle barre $\Phi 20/20''$ e ripartizione $\Phi 12/20''$, per una incidenza media pari $110\text{kg}/\text{m}^3$.

9 ANALISI E VERIFICA DEI MURI RAMPE DI SVINCOLO

Per quanto riguarda questa particolare tipologia di muri, considerando che il paramento risulta incastrato nella platea di fondo della galleria artificiale, e pertanto possono essere esclusi fenomeni di ribaltamento e di scorrimento, l'analisi delle sollecitazioni verrà fatta schematizzando il paramento come una parete di spinta caricata dalla spinta del terreno di riempimento della rampa nonché dalla spinta prodotta dal sovraccarico stradale.

9.1 AZIONE SISMICA

Nelle verifiche sismiche le azioni generate dal sisma ed agenti sulla struttura sono considerate come segue:

3. spinta dovuta al terreno a tergo del muro
4. forze d'inerzia orizzontali F_i del muro e del terreno.

9.2 SPINTA A TERGO DEL MURO

In zona sismica, per l'opera di sostegno, viene condotta una analisi pseudo-statica secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni, paragrafo 7.11.6). Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, pari al prodotto delle forze di gravità moltiplicate per un coefficiente sismico. I coefficienti sismici orizzontali e verticali, applicati a tutte le masse potenzialmente instabili, sono calcolati rispettivamente come:

- $k_h = \beta_m \cdot (a_{max}/g)$ per verifiche geotecniche locali
- $k_h = \beta_s \cdot (a_{max}/g)$ per verifiche geotecniche di stabilità globale
- $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$
- $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$

Dove:

$\beta_{m/s}$ è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g è l'accelerazione di gravità;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione dei terreni del sito;

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della forma del pendio;

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

$$K_h = \beta \cdot a_{max}/g = 0.099$$

$$a_{\max} = S_s S_T a_g = 1.44 \times 1.0 \times 0.181 = 0.260 \text{ accelerazione orizzontale massima attesa al sito;}$$

$$A_g/g = 0.181$$

$$S_s = 1.440 \text{ (categoria suolo di fondazione C)}$$

$$S_T = 1.0$$

$$\beta = 0.38$$

I coefficienti sismici sopra definiti sono considerati costanti lungo l'altezza del muro. L'incremento di spinta dovuto al sisma può venire assunto agente nello stesso punto di quella statica, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, oppure a metà altezza dell'opera, negli altri casi. La spinta totale di progetto E_d agente sull'opera di sostegno è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot K \cdot h^2 + E_{ws}$$

dove: γ è il peso specifico del terreno;
K è il coefficiente di spinta del terreno;
h è l'altezza del muro;
 E_{ws} è la spinta idrostatica;

9.2.1 Verifica combinazione SLU A1+M1+R1

Calcolo sollecitazioni per il dimensionamento strutturale allo SLU (A1 + M1 + R3)

sez. A di incastro del paramento verticale

angolo di resistenza al taglio del terreno (φ'_d)	35 [°]	
angolo di attrito terreno-drenaggio (δ_d)	23,33333 [°]	
coefficiente di spinta attiva (k_A)	0,244409 (Muller Breslau, 1924)	
pressione alla testa del triangolo di spinta (σ_{sup})	7,332285 [kN/m ²]	
pressione alla quota di falda (σ_m)	59,44039 [kN/m ²]	
pressione al piede della fondazione (σ_{inf})	59,44039 [kN/m ²]	
pressione al piede del paramento ($\sigma_{inf,p}$)	53,08574 [kN/m ²]	
pressione idrica al piede del paramento (σ_{wp})	0 [kN/m ²]	bracci forze rispetto al polo O:
spinta orizzontale terreno emerso (S'_o)	217,5049 [kN]	$b_{S'o} = 3,691262$ [m]
spinta verticale terreno emerso (S'_v)	93,82245 [kN]	$b_{S'v} = 16$ [m]
spinta orizzontale terreno immerso (S''_o)	0 [kN]	$b_{S''_o} = 0$ [m]
spinta verticale terreno immerso (S''_v)	0 [kN]	$b_{S''_v} = 16$ [m]
spinta idraulica (S_w)	0 [kN]	$b_{S_w} = 0$ [m]
peso materiale drenante di riempimento (P_{dr})	720 [kN]	$b_{P_{dr}} = 13,5$ [m]
peso paramento muro (P_1)	180 [kN]	$b_{P_1} = 10,5$ [m]
peso fondazione muro (P_2)	400 [kN]	$b_{P_2} = 8$ [m]
sforzo normale in testa al muro ($N_{E,d}$)	0 [kN]	$b_N = 10,5$ [m]
taglio in testa al muro ($V_{E,d}$)	0 [kN]	$b_V = 8,2$ [m]

momento flettente in testa al muro ($M_{E,d}$)	0 [kN*m]
momento flettente sollecitante sez. A ($M_{E,A,d}$)	585,3627 [kN*m]
sforzo normale sollecitante sez. A ($N_{E,A,d}$)	180 [kN]
taglio sollecitante sez. A ($V_{E,A,d}$)	217,5049 [kN]

Approccio 1 - Combinazione 1 (A1=1 + M1)

angolo di resistenza al taglio del terreno (ϕ'_d)	35 [°] =	0,610865238 [rad]
angolo di attrito terreno-drenaggio (δ_d)	23,33333333 [°] =	0,407243492 [rad]
coesione efficace (c'_d)	0 [kN/m ²]	
angolo di inclinazione della superficie di spinta (ψ)	90 [°] =	1,570796327 [rad]
inclinazione terreno a monte (i)	0 [°] =	0 [rad]

$$\theta_{down} = 0,094098638 \text{ [rad]} \quad (\text{sopra falda sisma verticale } \downarrow)$$

$$\theta_{up} = 0,103837856 \text{ [rad]} \quad (\text{sopra falda sisma verticale } \uparrow)$$

$$\theta'_{down} = 0,184688201 \text{ [rad]} \quad (\text{sotto falda sisma verticale } \downarrow)$$

$$\theta'_{up} = 0,203803447 \text{ [rad]} \quad (\text{sotto falda sisma verticale } \uparrow)$$

coefficienti di spinta attiva (K_{AE}) (Mononobe-Okabe, 1926)

$$K_{AE,down} = 0,30225384 \quad \text{termine A} = 2,864476183 \quad (\text{sopra falda sisma verticale } \downarrow)$$

$$K_{AE,up} = 0,309034366 \quad \text{termine A} = 2,850546676 \quad (\text{sopra falda sisma verticale } \uparrow)$$

$$K^*_{AE,down} = 0,372808811 \quad \text{termine A} = 2,726253743 \quad (\text{sotto falda sisma verticale } \downarrow)$$

$$K^*_{AE,up} = 0,390205918 \quad \text{termine A} = 2,694246336 \quad (\text{sotto falda sisma verticale } \uparrow)$$

Sisma verso il basso

Momento flettente sollecitante sez. A ($M_{E,A,d}$)	683,3249774 [kN*m]
Sforzo normale sollecitante sez. A ($N_{E,A,d}$)	188,9146321 [kN]
Taglio sollecitante sez. A ($V_{E,A,d}$)	287,9661672 [kN]

Sisma verso l'alto

Momento flettente sollecitante sez. A ($M_{E,A,d}$)	653,485283 [kN*m]
Sforzo normale sollecitante sez. A ($N_{E,A,d}$)	171,085368 [kN]
Taglio sollecitante sez. A ($V_{E,A,d}$)	256,782961 [kN]

9.3 VERIFICA SEZIONI PRINCIPALI

La verifica del paramento in elevazione viene fatta considerando il massimo momento agente nella sezione di incastro con la zattera di fondazione delle varie combinazioni. La combinazione maggiormente gravosa risulta essere quella in condizioni sismiche

Momento flettente sollecitante sez. A ($M_{E,A,d}$)	683,50 [kN*m]
Sforzo normale sollecitante sez. A ($N_{E,A,d}$)	188,91 [kN]
Taglio sollecitante sez. A ($V_{E,A,d}$)	256,80 [kN]

La sezione sarà armata con 5+5 fi 24 come armatura longitudinale e barre ffi 12/20" come armatura di ripartizione. Si considera una incidenza acciaio $i=140\text{kg/m}^3$

Verifica sezione (

$B=100\text{cm}$

$H=100\text{cm}$

$A_f=A_f'=5\Phi 24$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	174,00	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	87,00	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0,0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0,0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	330194	daN/cm ²
	Coeff. di Poisson:	0,20	
ACCIAIO -	Resis. media a trazione fctm:	29,40	daN/cm ²
	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500,0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500,0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	3913,0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913,0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0,068	daN/cm ²
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100,0	cm
Altezza:	100,0	cm
Barre inferiori:	5Ø24	(22,6 cm ²)
Barre superiori:	5Ø24	(22,6 cm ²)

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata [daN m] applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione
MT	Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18891	68350	25680	0

RISULTATI DEL CALCOLO

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)

Yneutro	Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
Mx sn.	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Momento flettente allo snervamento [daNm]
C.Rid.	Rapp. di duttilità a rottura solo se N = 0 (travi)
	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	M ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.
1	S	18891	68350	18906	89846	1,314	93,8	85891	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0,00350	-0,02072	100,0	0,00045	94,6	-0,04997	5,4

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd
1	S	25680	34891

10 ANALISI E VERIFICA PALANCOLE METALLICHE

La Palancola di intervvia è una palancola metallica tipo AZ50 col la sezione resistente definita in figura 8

$J = 100080 \text{ cm}^4 / \text{cm}$ $W = 3945 \text{ cm}^3 / \text{cm}$ $P = 191 \text{ daN/mq}$
--

SEZIONE PALANCOLA PROVVISORIALE TIPO "AZ 40-71"
SCALA 1:5

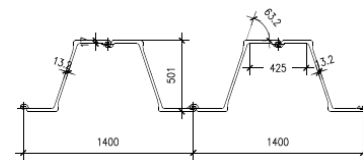


Figura 9 – Caratteristiche meccaniche e geometriche palancola tipo Az 50

Le caratteristiche meccaniche della palancola metallica utilizzata per la realizzazione del cordolo della paratia perimetrale (PU18) sono invece rappresentate in figura 9.

$J = 38650 \text{ cm}^4 / \text{cm}$ $W = 1055 \text{ cm}^3 / \text{cm}$ $P = 128 \text{ daN/mq}$

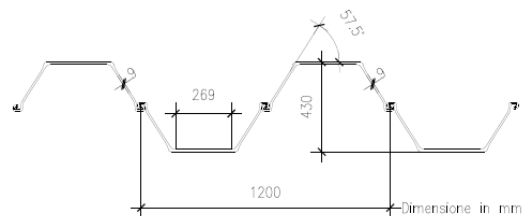


Figura 10 – Caratteristiche meccaniche e geometriche palancola tipo PU18

La verifica viene eseguita in condizioni statiche con il codice di calcolo Plaxis di cui si riportano a seguire le caratteristiche del modello costitutivo utilizzato per il calcolo nonché le fasi esecutive e le i risultati in termini di caratteristica di sollecitazione e deformazione

10.1 METODOLOGIE GENERALI E LEGAMI COSTITUTIVI

10.1.1 Generalità sui modelli di calcolo

Le modellazioni eseguite in questa fase del progetto mirano ad analizzare i principali aspetti tenso-deformativi connessi con la realizzazione delle opere di sostegno provvisorie e definitive previste in progetto:

- determinazione delle massime sollecitazioni sugli elementi strutturali per il loro dimensionamento e verifica;
- analisi delle principali problematiche geotecniche connesse con la realizzazione degli scavi analisi dei processi di filtrazione (stabilità geotecnica dell'opera);
- determinazione degli spostamenti indotti dagli scavi sul terreno circostante.

In relazione agli obiettivi sopra esposti si è scelto di operare il software di calcolo per analisi FEM bi-dimensionali Plaxis 2D 2019.

La finalità delle analisi FEM 2D, è quella di esaminare gli aspetti tenso-deformativi del sistema geotecnico terreno-struttura nel suo insieme per le successive verifiche strutturali e geotecniche di progetto. La modellazione è quindi idonea anche ad indagare la stabilità globale del sistema geotecnica struttura-terreno e all'analisi dei fenomeni deformativi indotti nell'intorno dalle operazioni di scavo; consente di ottenere campi di spostamento che tengano correttamente conto dei fenomeni di interazione terreno struttura.

Tale modellazione, opportunamente svolta sulle principale sezioni di progetto, ha consentito di cogliere il comportamento del sistema geotecnico strutturale in tutte le fasi di esercizio previste, sia provvisoriale sia definitiva.

Il codice utilizzato a tale scopo è stato appositamente sviluppato per lo studio di problematiche geotecniche e di interazione terreno-struttura. Presentano una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni; sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare elementi strutturali che interagiscono con il terreno circostante mediante elementi interfaccia.

In ogni caso le analisi sono state condotte mediante modellazioni volte a rappresentare il sistema geotecnico struttura-terreno con la simulazione sequenziale delle principali fasi costruttive previste: realizzazione dei diaframmi ed esecuzione delle varie fasi di scavo previa installazione delle strutture di contrasto, realizzazione delle fodere in c.a. e contestuale ripristino delle condizioni idrostatiche, analisi in presenza di sisma.

Nel seguito si descrivono le metodologie di calcolo implementate nel programma di calcolo utilizzato. La descrizione ha carattere generale (soluzione numerica, legami costitutivi e significato dei parametri di input); nei successivi capitoli, esplicitamente dedicati alle modellazioni, verranno esposte le caratteristiche di dettaglio delle analisi svolte ed i parametri di input considerati.

10.2 Metodologia e legami costitutivi dei materiali

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche e di interazione terreno-struttura. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plain strain).

Presenta una vasta libreria di legami costitutivi attribuibili ai terreni. Sono disponibili inoltre elementi strutturali di vario tipo che consentono di simulare diaframmi, pali, ancoraggi ecc.

PLAXIS generalmente viene utilizzato per analisi in tensioni efficaci. Quindi nei problemi che coinvolgono la determinazione delle pressioni neutre le stesse possono essere generate attraverso l'analisi del moto di filtrazione in regime stazionario; quest'ultimo richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica e per le condizioni di flusso (superfici impermeabili, punti di emungimento, sorgenti etc.).

Visto il grado di conoscenze dei terreni, il modello costitutivo utilizzato, è quello Hardening-Soil.

Le principali caratteristiche del modello costitutivo sono le seguenti:

- una differente rigidità per percorsi tensionali di primo carico e di scarico-ricarico;
- criterio di rottura di tipo Mohr-Coulomb;
- il modulo di rigidità secante E_{50} per percorsi tensionali di primo carico è funzione della tensione di confinamento applicata:

$$E_{50} = E_{50ref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{50ref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,

E_{50} è il modulo di rigidità secante (al 50% della rottura) riferito alla tensione σ'_{min} ;

- il modulo di rigidità E_{ur} per percorsi tensionali di scarico-ricarico funzione della tensione di confinamento applicata:

$$E_{ur} = E_{urref} \left[\frac{(c' \cos \varphi' - \sigma'_{min} \sin \varphi')}{(c' \cos \varphi' + p_{ref} \sin \varphi')} \right]^m ; \quad E_{ur} = E_{urref} \cdot k_1$$

dove: $p_{ref} = 100$ kPa è la pressione di riferimento,

σ'_{min} è la tensione efficace principale minore,

E_{urref} è il modulo di rigidità secante alla pressione di riferimento ($\sigma'_{min} = p_{ref}$),

m è un coefficiente esponenziale che regola la dipendenza della rigidità dallo stato tensionale,

E_{ur} è il modulo di rigidità secante alla tensione σ'_{min}

5124000

Nel dettaglio le caratteristiche adottate sono riportate nella tabella seguente

Elemento Beam	EA	EJ
	[kN/m]	[kNm ² /m]
Palancola tipo AZ40_700N	5.124E6	210.1E3
Palancola tipo Pu18	3.426E6	81.16E3

10.3 PARAMETRI GEOTECNICI E DEFINIZIONE DEI LEGAMI COSTITUTIVI

Nelle seguenti tabelle si riportano i vari litotipi di interesse progettuale e per le varie tratte di progetto, i parametri geotecnici di resistenza e di rigidezza che caratterizzano il comportamento numerico sia nelle fasi di inizializzazione (Metodo K) sia a livello di Legame costitutivo HS e Mohr Coulomb

Material model	Model	Unit	LS	GS	Rilevato
Material model	Model	-	Hard. soil	Hard. soil	Mohr-Coulomb
Type of material behaviour	Type	-	Drained	Drained	Drained
Soil unit weight above phreatic level	γ_{unsat}	kN/m ³	19.5	20	20
Soil unit weight below phreatic level	γ_{sat}	kN/m ³	19.5	20	20
Initial void ratio	e_{init}	-	0.6	0.5	0.5
Young's modulus (constant)	E'	MPa			50
Secant stiffness in standard drained triaxial test	E_{s0}^{ref}	MPa	30	70	
Tangent stiffness for primary oedometer loading	E_{ced}^{ref}	MPa	30	70	
Unloading / reloading stiffness	E_{ur}^{ref}	MPa	90	210	
Power for stress-level dependency of stiffness	m	-	0.5	0.5	
Cohesion	c'	kPa	5	0	0
Friction angle	ϕ'	°	30	36	38
Dilatancy angle	Ψ	°	0	0	0
Poisson's ratio	$\nu' - \nu_{ur}$	-	0.3	0.3	0.3
K_0 -value for normal consolidation	K_0^{nc}	-	1-sen ϕ'	1-sen ϕ'	1-sen ϕ'
Interface strength	—	Manual	Manual	Manual	Manual
Strength reduction factor inter.	R_{inter}	0.5	0.67	0.67	0.67
K_0 determination	—	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
Over-consolidation ratio	OCR	1.0	1.0	1	-

10.4 INTERFACCE

Nel modello, le proprietà degli elementi interfaccia sono state applicate definendo dei materiali con legame costitutivo analogo a quello dei terreni circostanti ma con parametri di resistenza ridotta. In particolare è stata adottata una resistenza attritiva con resistenza al taglio ridotta con fattore $R=0.7$ rispetto a quella del terreno circostante.

$$c_{int} = R \cdot c$$

$$tg\phi_{int} = R \cdot tg\phi$$

10.5 CARICHI APPLICATI

10.5.1 Azioni Variabili

Sul piano stradale è stato considerato un carico accidentale (Q_k) di valore caratteristico pari a $q_k = 20$ kPa.

L'analisi è svolta in riferimento alla Combinazione 1 (A1+M1+R1) nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) e sulla resistenza globale del sistema (R1) sono unitari.

Per la condizione statica, le azioni variabili sono amplificate mediante il coefficiente parziale $\gamma_Q/\gamma_G1=1.5/1.3=1.15$; i risultati dell'analisi Plaxis in termini di azioni interne sono poi amplificati per il fattore moltiplicativo $\gamma_G1=1.3$ per ottenere le azioni di input per le verifiche.

10.6 STABILITA' GLOBALE

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\phi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo, una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

$$c'_{\text{prova}} = c' / FS_{\text{prova}}$$

$$\phi'_{\text{prova}} = \arctan(\tan \phi' / FS_{\text{prova}})$$

In Figura 11 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

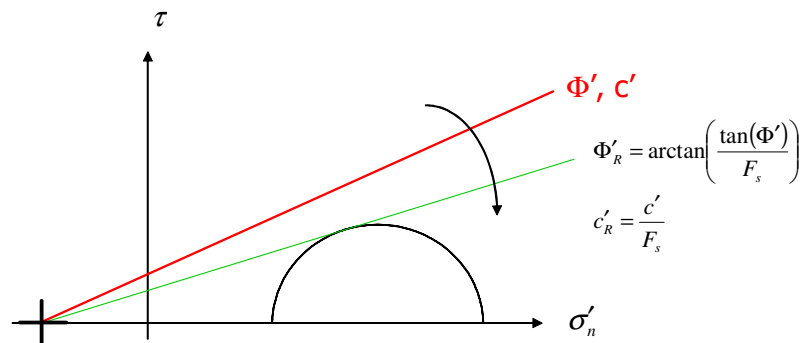


Figura 11 – Phi - c reduction method

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo "artificiali" (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);

- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

Tale analisi di stabilità è svolta a partire dalla configurazione di progetto maggiormente cautelativa che risulta essere la fase di raggiungimento della massima profondità di scavo, prima di gettare la soletta in c.a. a fondo scavo considerando i carichi accidentali a monte.

Tale analisi equivalgono alla verifica SLU (GEO) prevista dalla normativa vigente: combinazione 2 (A2+M2+R2), in base alla quale la stabilità geotecnica deve essere verificata con i parametri di resistenza del terreno ridotti tramite i coefficienti parziali del gruppo M2 ($\gamma_M = 1.25$ sia per la coesione sia per la resistenza al taglio, $\gamma_R = 1.1$).

Pertanto, per verificare le verifiche di stabilità geotecnica richieste dalla normativa occorre avere $FS > 1.25 \cdot 1.1 = 1.375$.

11 Palancola tipo Az40_700N (sez.9)

La palancola viene utilizzata per favorire le operazioni di scavo in un tratto di intervia in prossimità del sottopasso esistente. L'estensione prevista dell'intervento è di circa 45mt e la profondità di infissione varia da 12 a 15mt.

11.1 DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti di integrazione numerica interni per ogni elemento. Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

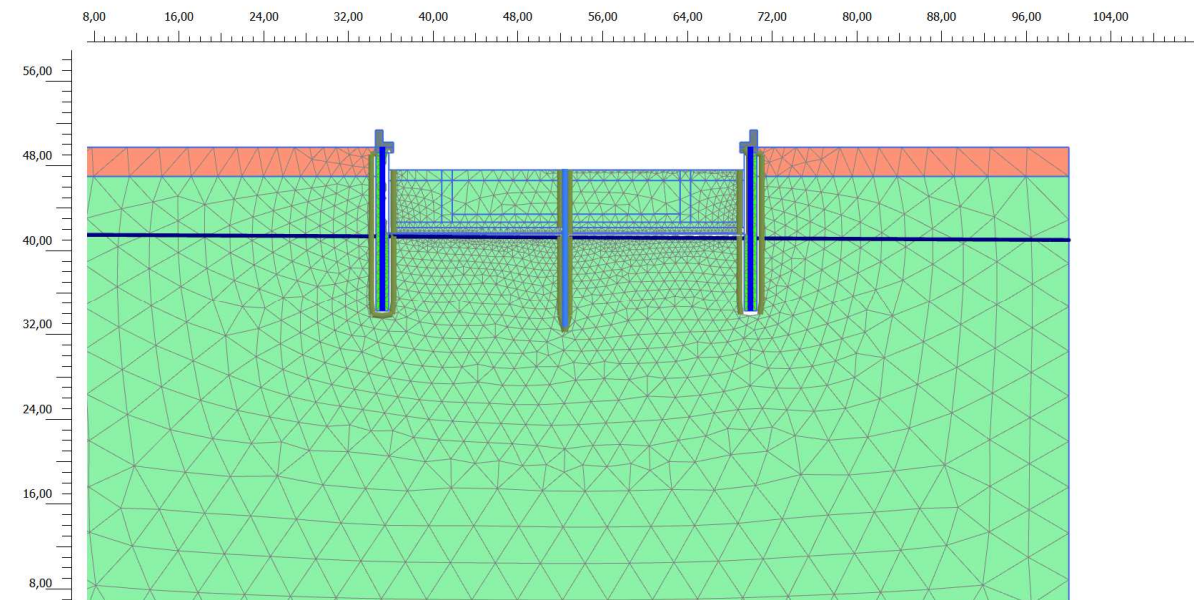


Figura 12. Discretizzazione del modello di calcolo

11.2 FASI DI CALCOLO

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre la storia della costruzione di opere geotecniche.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione le principali fasi previste durante la storia dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva.

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo mostrando la configurazione geometrica del modello per le principali fasi dell'analisi partendo già da una situazione in cui i pali sono stati realizzati. I risultati delle analisi saranno riportati nel capitolo successivo.

- Fase 1. Inizializzazione geostatica
- Fase 2. Plastic step per riequilibrio delle forze;
- Fase 3. Infissione palancola
- Fase 4. Scavo a -6.20 piano campagna (SLE Q.P)
- Fase 5. Sovraccarico stradale a monte palancola ($q=20\text{kpa}$)
- Fase 6. Sovraccarico stradale a monte palancola ($q=23\text{kpa}$) SLU
- Fase 7. Verifica di stabilità globale statica, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' reduction method) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.375, per il caso statico SLU GEO in riferimento alla comb.6

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini:

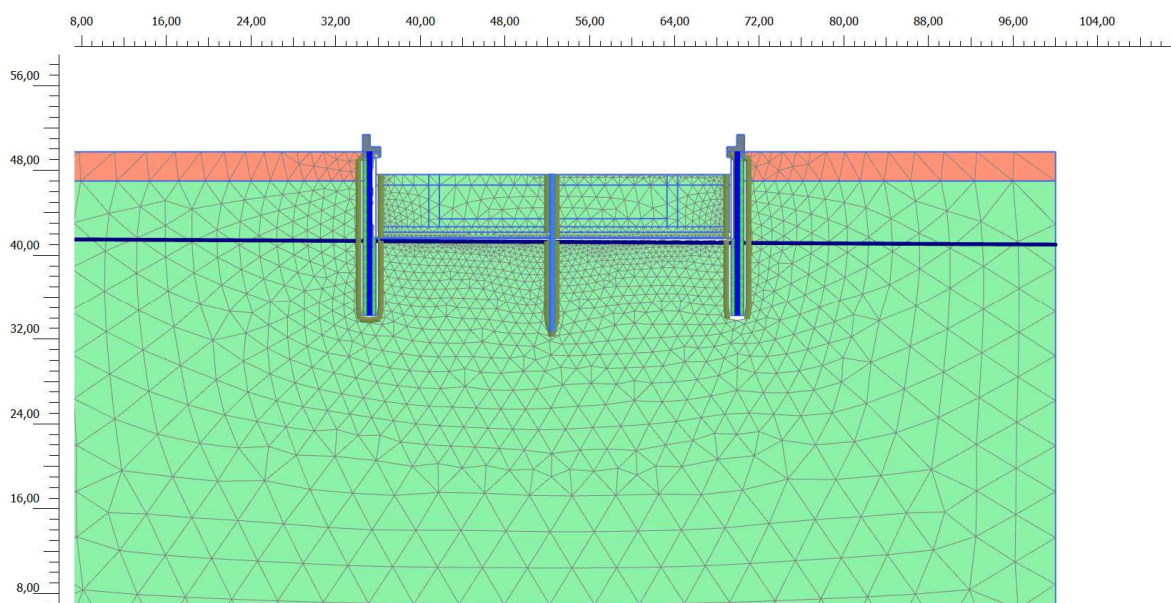


Figura 13. inizializzazione geostatica

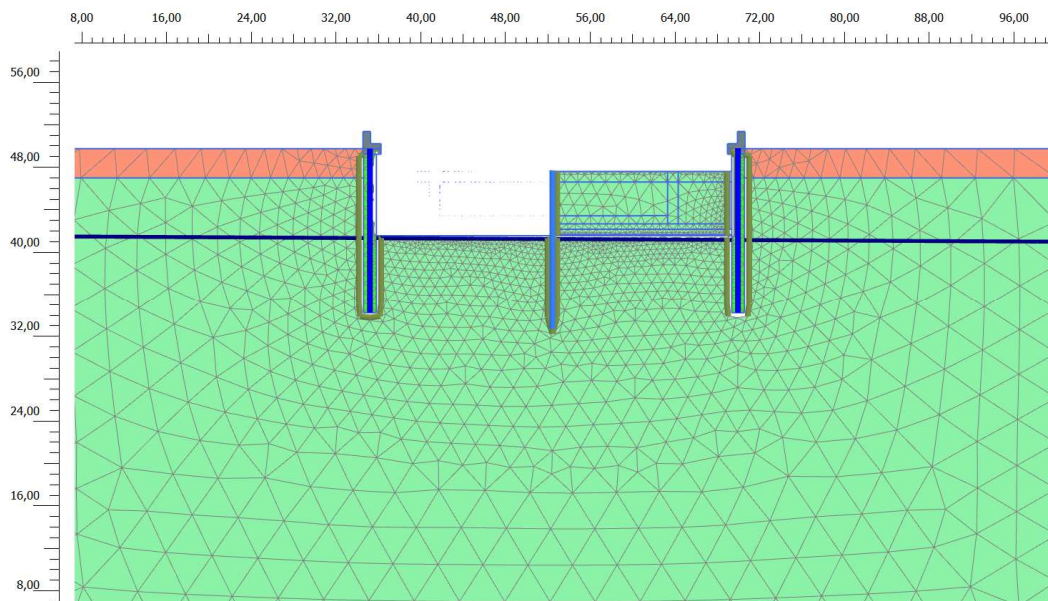


Figura 14: Realizzazione fondo scavo -6.2mt

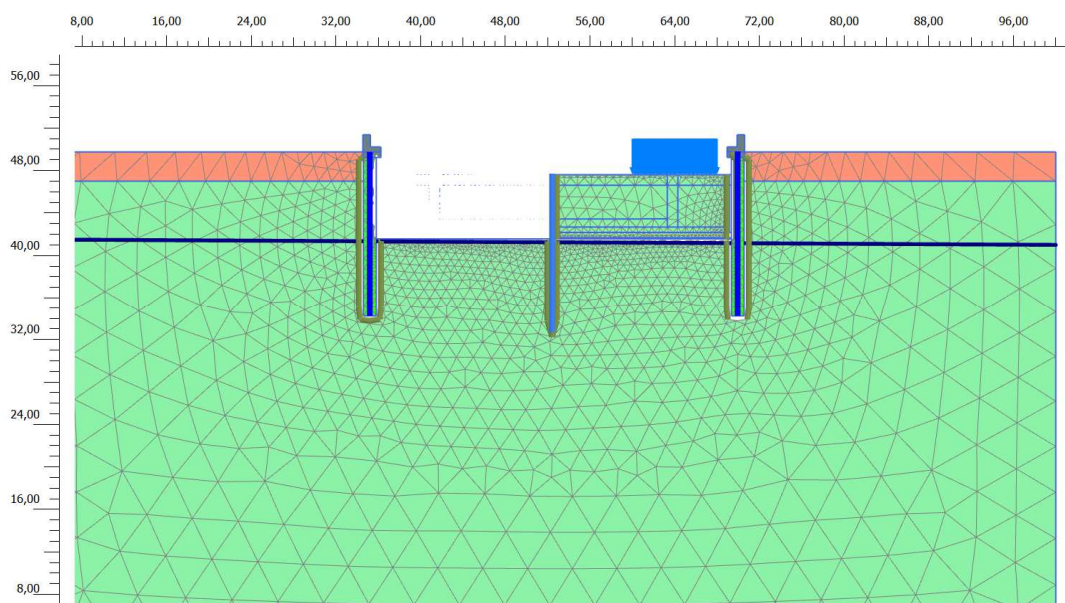


Figura 15: Sovraccarico stradale $q=20\text{kpa}$

11.3 RISULTATI E VERIFICHE

Gli esiti delle analisi sulla sezione di calcolo, ha consentito sia una verifica globale del sistema geotecnico struttura-terreno, sia una verifica di dettaglio degli elementi strutturali.

Saranno esposte nel seguito con le seguenti modalità:

- Esposizione del campo di spostamenti del volume di terreno coinvolto dallo scavo;
- Diagrammi delle sollecitazioni derivanti dall'analisi, per le più significative fasi esecutive e/o di esercizio;
- Esposizione delle verifiche di resistenza;
- Esposizione della verifica di stabilità globale dell'opera.

11.3.1 SPOSTAMENTI

Si riportano di seguito gli spostamenti calcolati in condizioni statiche

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate in termini di spostamenti sollecitazioni negli elementi strutturali. Gli spostamenti massimi rilevati pari a circa 2.9 cm. Lo spostamento si ritiene ammissibile con la corretta funzionalità dell'opera

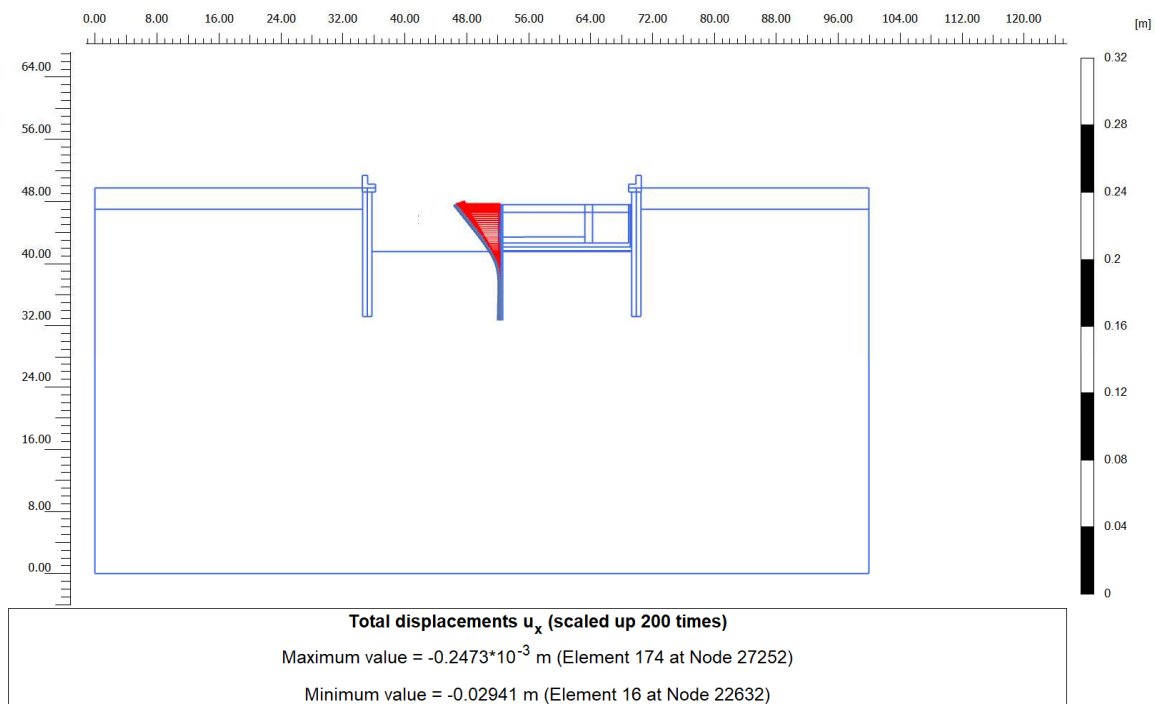


Figura 16. Deformazione allo SLE della palancola metallica

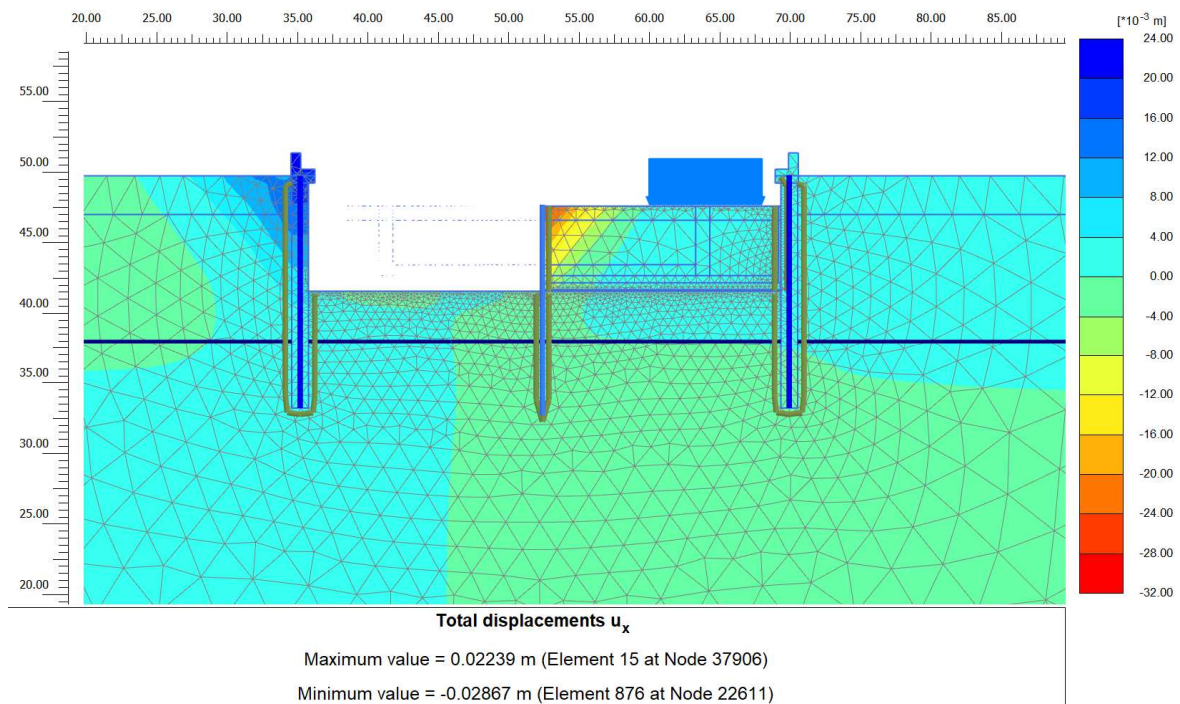


Figura 17.: Spostamenti orizzontali intero modello

11.3.2 SOLLECITAZIONI SU ELEMENTI STRUTTURALI

In accordo con la normativa vigente, le verifiche degli elementi strutturali sono condotte agli SLU, combinazione STR (A1+M1+R1), verificando che le sollecitazioni ricavate dalle analisi allo SLE rare, amplificate per un coefficiente amplificativo di 1.30 risultano inferiori alle resistenze di progetto.

11.3.2.1 Sollecitazioni SLU

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLE risultano

$$M = -218 \times 1.3 = -283.4 \text{ kNm}$$

Momento massimo palancola SLU

$$T = 78.31 \times 1.3 = 101.80 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLU

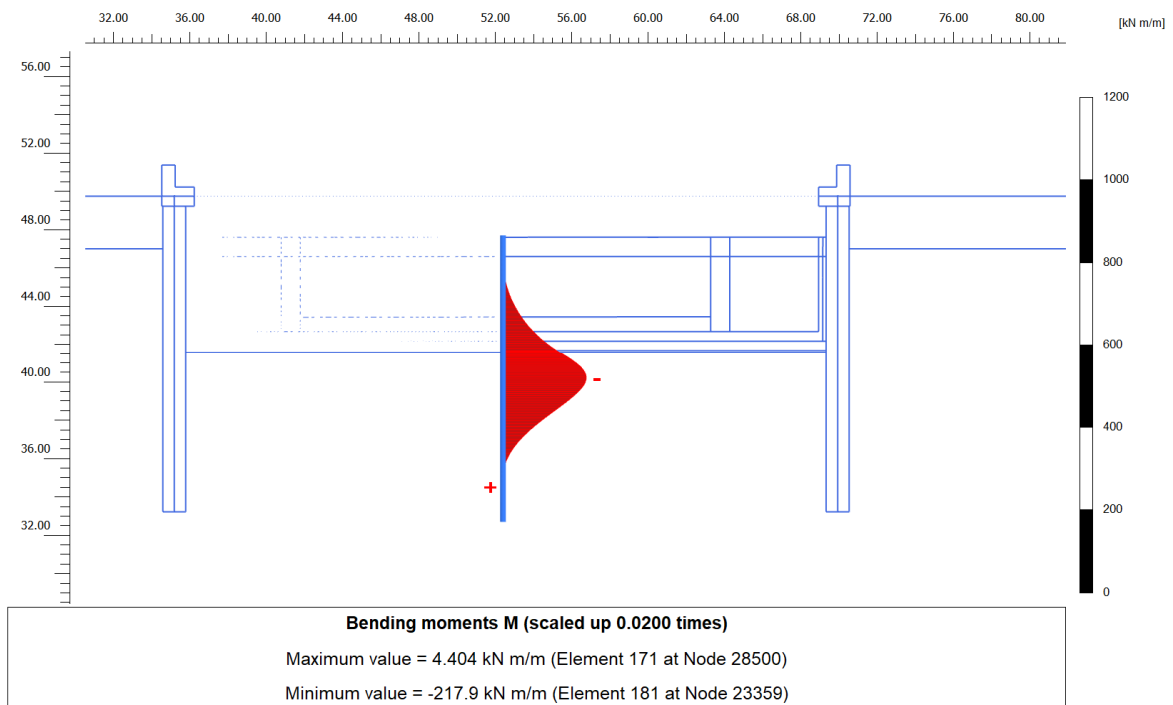


Figura 18.: Momento SLU Palancola

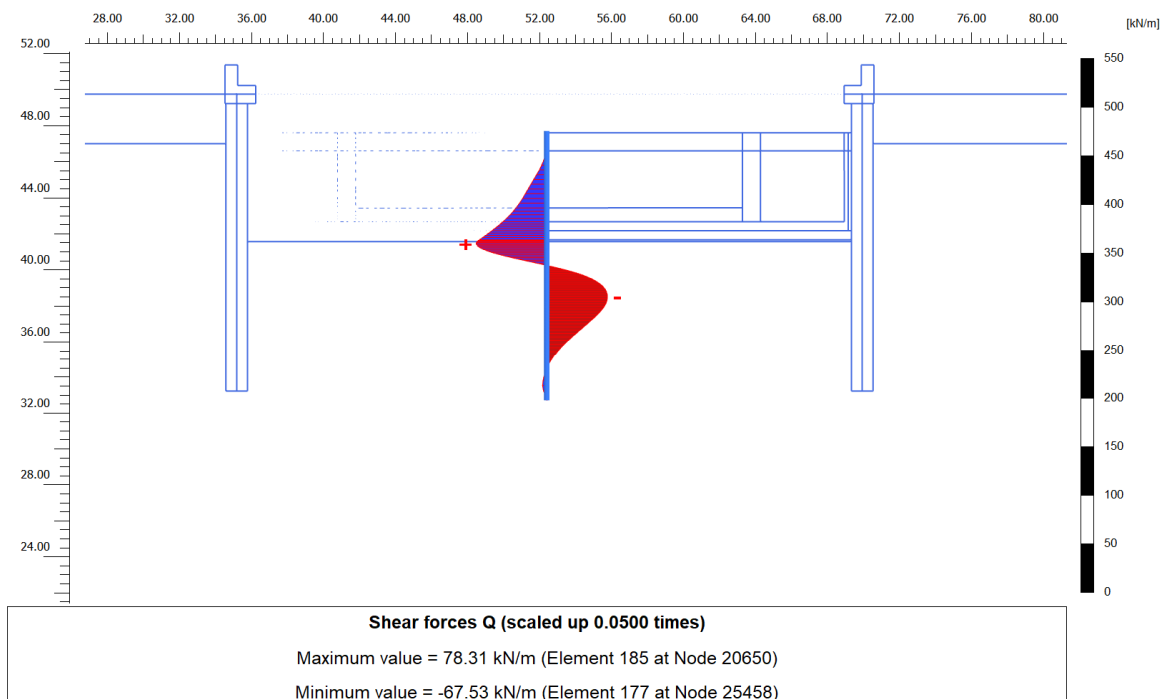


Figura 19.: Taglio SLU Palancola

11.4 VERIFICHE DI RESISTENZA

Di seguito si riporta la verifica della sezione della palancola.

Considerando un Momento $M = 283.4 \text{ kNm/m}$ e per una palancola tipo AZ40_700N è attribuibile un Modulo di Resistenza Elastico (W): $= 3945 \text{ cm}^3/\text{m}$, si ottiene un $\sigma = 93.38 \text{ MPa}$.

Da cui considerando la palancola di acciaio S355 si ha $f_{yk} = 355/1.05 = 338 \text{ MPa}$.

Per cui la verifica è soddisfatta essendo $93.38 < 338 \text{ MPa}$.

11.5 VERIFICA DI STABILITA' LOCALE

L'analisi di stabilità dell'insieme terreno-opera è stata effettuata secondo l'approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R2. In particolare in Plaxis deve risultare $FS = \text{resistenza disponibile/resistenza a rottura} = \text{valore di } \Sigma M_{sf} \text{ a rottura}$, cioè pari a $1.25 \times 1.1 = 1.375$.

Dalle analisi e come riportato nella figura 17, il fattore di sicurezza desunto risulta $1.40 > 1.375$.

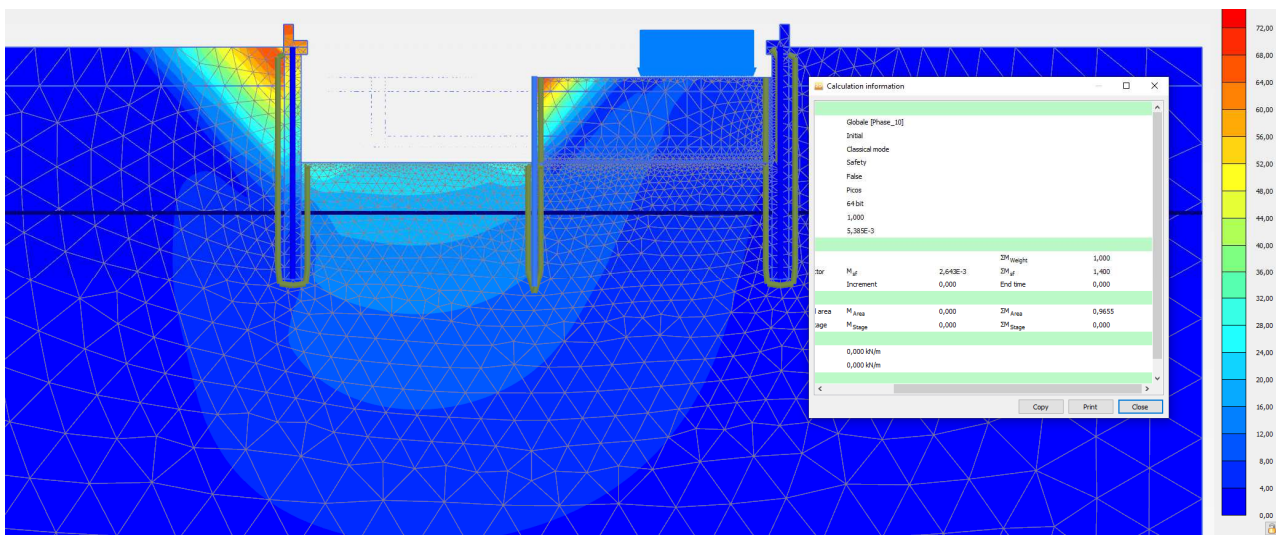


Figura 20.: Verifica di stabilità locale

12 Palancola tipo PU18

La palancola viene utilizzata per favorire le operazioni di scavo del cordolo di testa della paratia. Questo è necessario in alcuni tratti in cui non è possibile interrompere la circolazione sulla strada che scorre in adiacenza all'opera in progetto.

12.1 DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La mesh è costituita da elementi finiti triangolari a 15 nodi, quindi con funzioni di forma del 4° grado, con 12 punti di integrazione numerica interni per ogni elemento. Le dimensioni della mesh, in relazione alle dimensioni degli scavi, sono sufficienti a garantire che i risultati delle analisi siano indipendenti dalla particolare discretizzazione adottata e sono tali da permettere di vincolare il lato inferiore della mesh bloccando gli spostamenti verticali ed orizzontali ed i lati sinistro e destro bloccando gli spostamenti orizzontali.

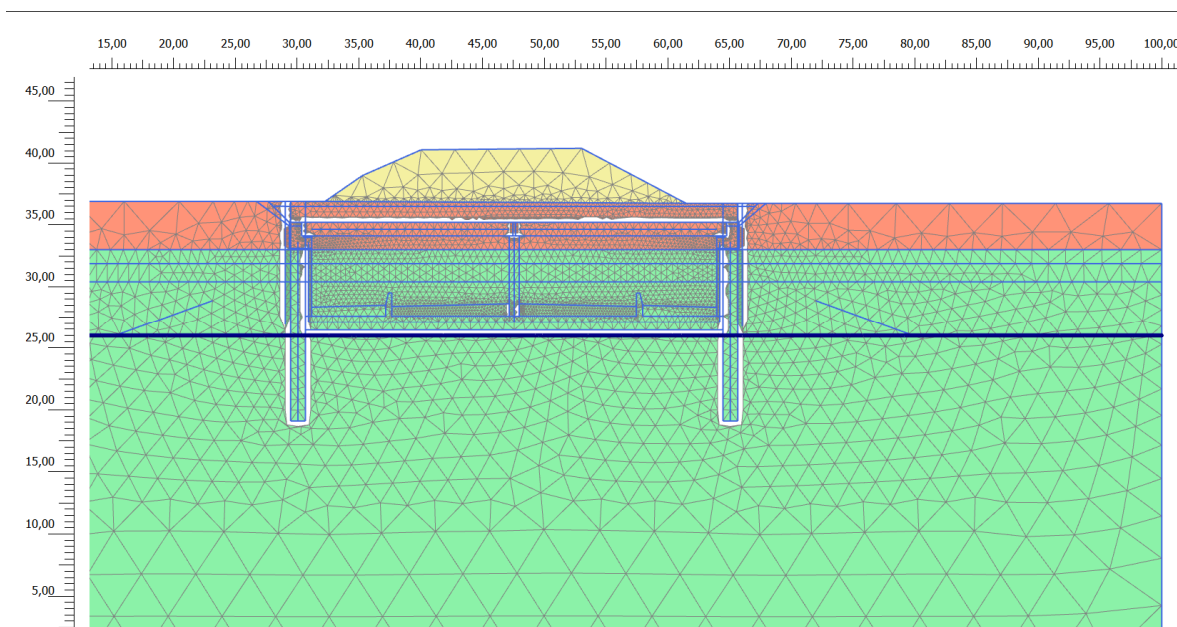


Figura 21. Discretizzazione del modello di calcolo

12.2 FASI DI CALCOLO

Il tipo di analisi utilizzato consente di riprodurre la storia della costruzione di opere geotecniche.

Le analisi eseguite sono di tipo sequenziale, riproducendo in successione le principali fasi previste durante la storia dell'opera. Quindi, il termine di ciascuna analisi rappresenta la condizione iniziale per la fase successiva.

Nel seguito si illustrano le fasi di calcolo mostrando la configurazione geometrica del modello per le principali fasi dell'analisi partendo già da una situazione in cui i pali sono stati realizzati. I risultati delle analisi saranno riportati nel capitolo successivo.

- Fase 1. Inizializzazione geostatica
- Fase 2. Plastic step per riequilibrio delle forze;
- Fase 3. Scavo rilevato esistente
- Fase 4. Infissione e scavo quota cordolo (SLE Q.P)
- Fase 5. Sovraccarico stradale $q=23$ kPa (SLE SLU)
- Fase 6. Verifica di stabilità globale statica, riducendo progressivamente i parametri di resistenza al taglio dei terreni (φ' - c' reduction method) fino al collasso del sistema geotecnico, verificando un fattore di sicurezza globale maggiore di 1.375, per il caso statico SLU GEO in riferimento alla comb.5

Le principali fasi di calcolo sono rappresentate nelle seguenti immagini:

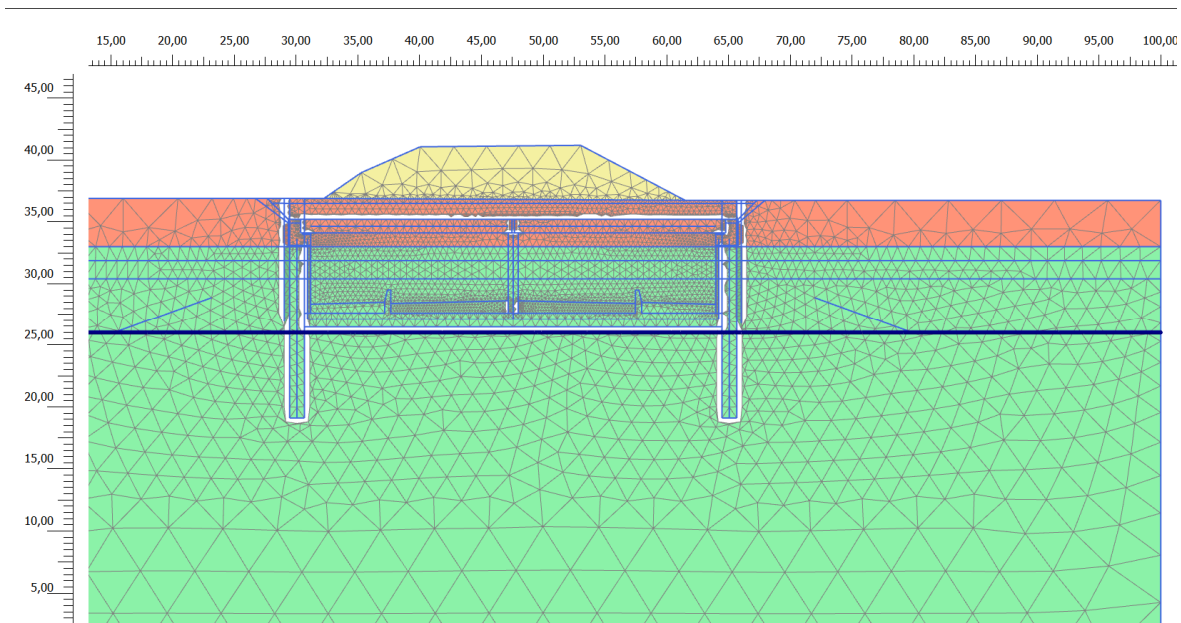


Figura 22. inizializzazione geostatica

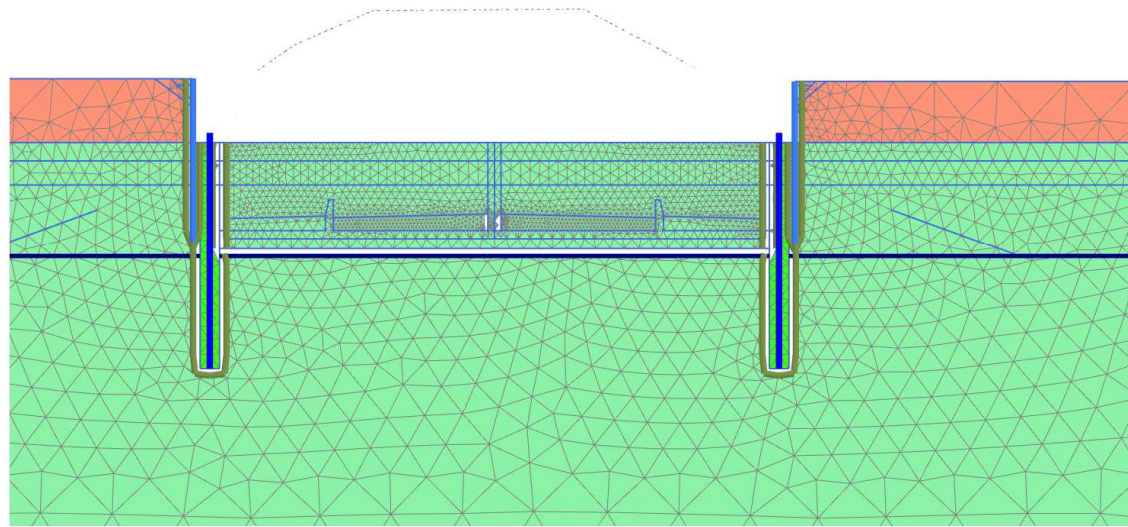


Figura 23: Infissione e scavo fino a quota cordolo

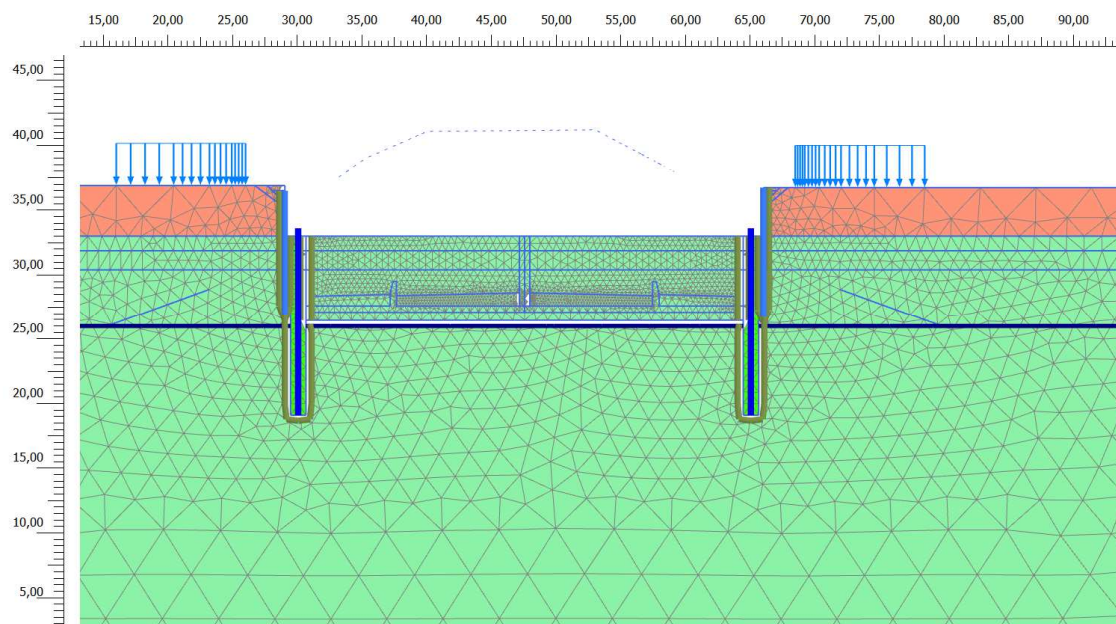


Figura 24: Sovraccarico stradale

12.3 RISULTATI E VERIFICHE

Gli esiti delle analisi sulla sezione di calcolo, ha consentito sia una verifica globale del sistema geotecnico struttura-terreno, sia una verifica di dettaglio degli elementi strutturali.

Saranno espone nel seguito con le seguenti modalità:

- Esposizione del campo di spostamenti del volume di terreno coinvolto dallo scavo;
- Diagrammi delle sollecitazioni derivanti dall'analisi, per le più significative fasi esecutive e/o di esercizio;
- Esposizione delle verifiche di resistenza;
- Esposizione della verifica di stabilità globale dell'opera.

12.3.1 SPOSTAMENTI

Si riportano di seguito gli spostamenti calcolati in condizioni statiche

Si riportano di seguito i risultati delle analisi effettuate in termini di spostamenti sollecitazioni negli elementi strutturali. Gli spostamenti massimi rilevati pari a circa 4.8 mm. Lo spostamento si ritiene ammissibile con la corretta funzionalità funzionalità dell'opera

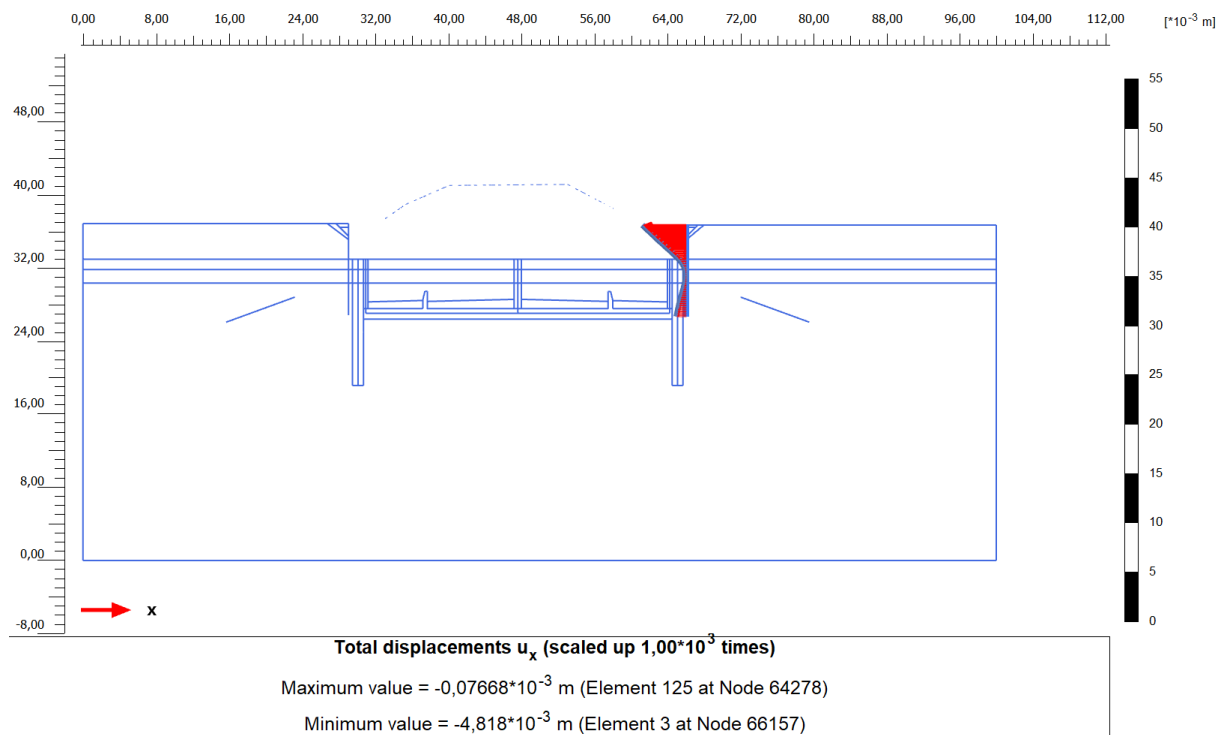


Figura 25. Deformazione allo SLE della palancola metallica PU18

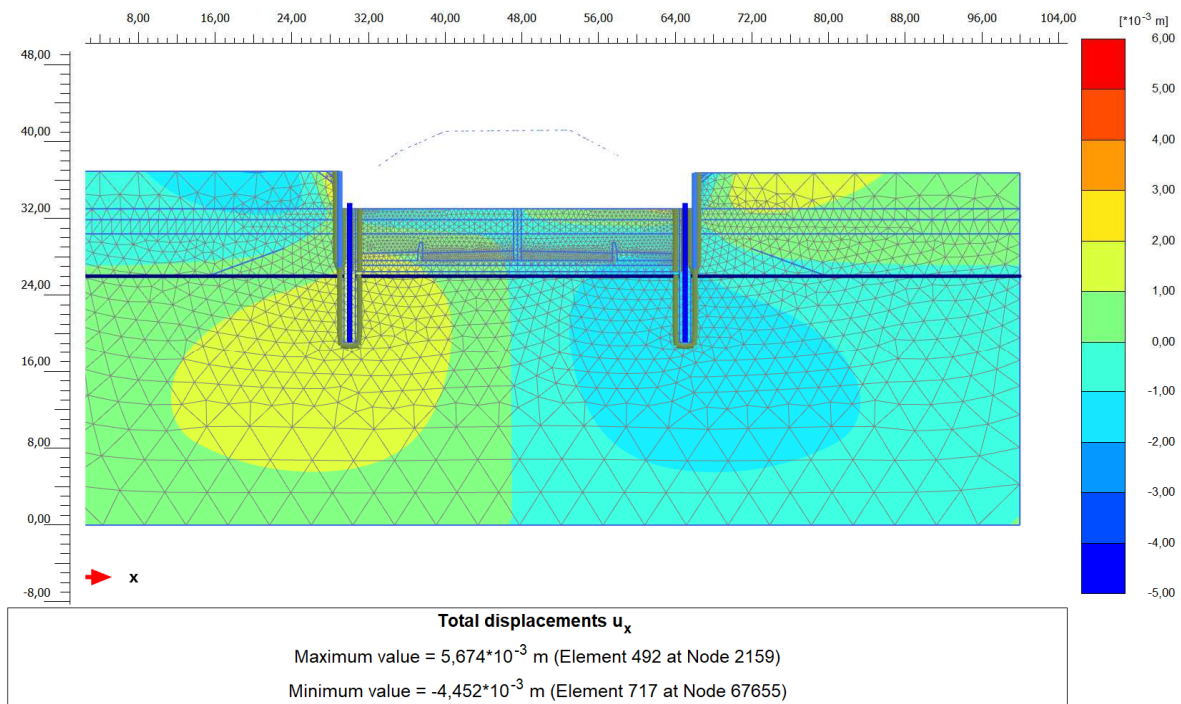


Figura 26.: Spostamenti orizzontali intero modello

12.3.2 SOLLECITAZIONI SU ELEMENTI STRUTTURALI

In accordo con la normativa vigente, le verifiche degli elementi strutturali sono condotte agli SLU, combinazione STR (A1+M1+R1), verificando che le sollecitazioni ricavate dalle analisi allo SLE rare, amplificate per un coefficiente amplificativo di 1.30 risultano inferiori alle resistenze di progetto.

12.3.2.1 Sollecitazioni SLU

Le massime sollecitazioni nella combinazione SLE risultano

$$M = -58.37 \times 1.3 = -75.88 \text{ kNm}$$

Momento massimo palancola SLU

$$T = 44.86 \times 1.3 = 58.32 \text{ kN}$$

Taglio massimo pali SLU

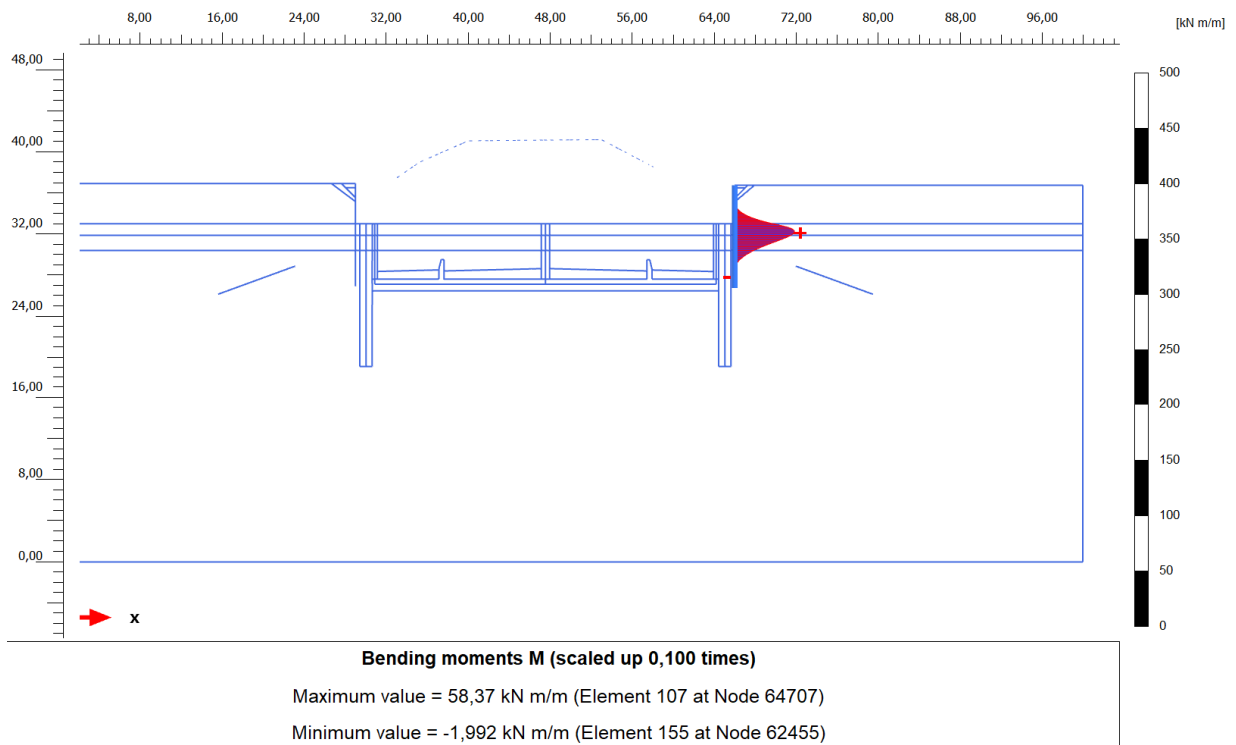


Figura 27.: Momento SLE Pali

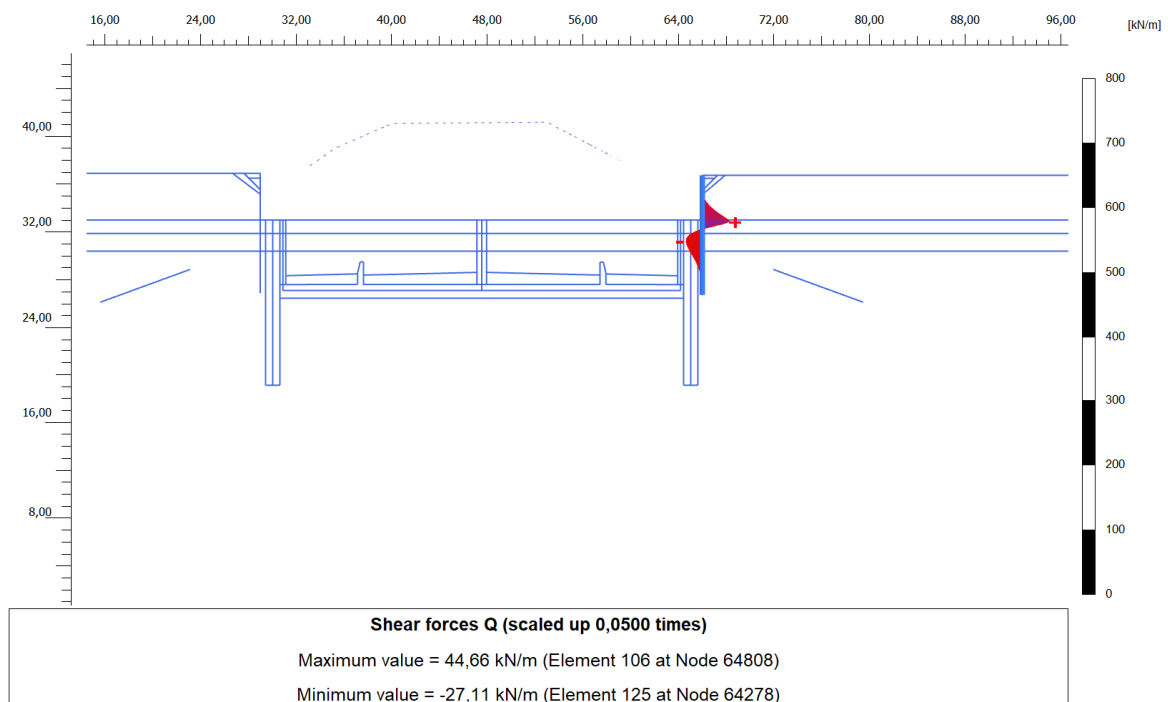


Figura 28.: Taglio SLE Pali

12.4 VERIFICHE DI RESISTENZA

Di seguito si riporta la verifica della sezione della palancola.

Considerando un Momento $M = 75.88 \text{ kNm/m}$ e per una palancola tipo PU18 è attribuibile un Modulo di Resistenza Elastico (W): $= 1055 \text{ cm}^3/\text{m}$, si ottiene una $\sigma = 71.92 \text{ MPa}$.

Da cui considerando la palancola di acciaio S355 si ha $f_{yk} = 355/1.05 = 338 \text{ MPa}$.

Per cui la verifica è soddisfatta essendo $71.92 < 338 \text{ MPa}$.

12.5 VERIFICA DI STABILITA' LOCALE

L'analisi di stabilità dell'insieme terreno-opera è stata effettuata secondo l'approccio 1, combinazione 2: A2+M2+R2. In particolare in Plaxis deve risultare $FS = \text{resistenza disponibile/resistenza a rottura} = \text{valore di } \Sigma M_{sf} \text{ a rottura}$, cioè pari a $1.25 \times 1.1 = 1.375$.

Dalle analisi e come riportato nella figura 28, il fattore di sicurezza desunto risulta $3.13 > 1.375$.

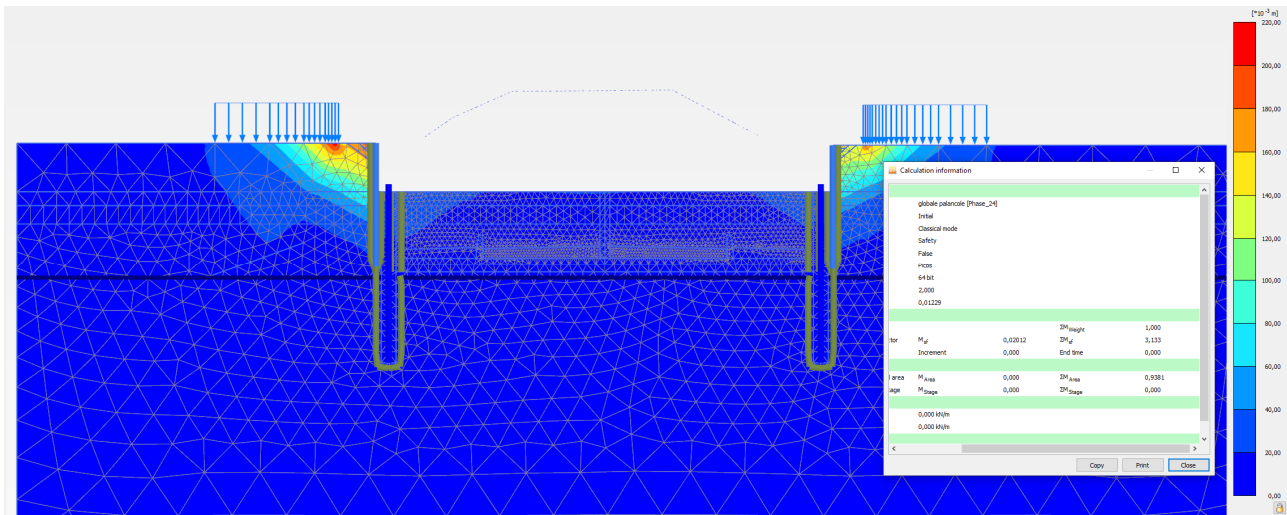


Figura 29. Verifica di stabilità locale